

U. PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO



VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA COBERTURA DE UM EDIFÍCIO HISTÓRICO

VASCO EMANUEL MAGALHÃES FERNANDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Coorientador: Professora Doutora Ângela do Valle

SETEMBRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*Ninguém escolheria uma existência sem amigos, mesmo que fossem oferecidas todas as
outras coisas do mundo.*

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

É com grande entusiasmo que, olhando para trás, vejo todo o meu percurso nestes últimos cinco anos. Representando este trabalho o findar de, sem sombras de dúvida, os melhores anos da minha vida.

A todos os meus amigos que me acompanharam ao longo deste caminho, expresso já o meu apresso, sabendo que, apesar de esta nossa fase acabar aqui, a nossa história ainda continuará a ser escrita.

Diretamente relacionado com este trabalho, gostaria de agradecer aos meus orientadores, o Professor João Paulo Sousa de Miranda Guedes e a Professora Ângela do Valle, por toda a ajuda que me prestaram durante este trabalho, bem como a sua disponibilidade para as minhas dúvidas. Também a todas as pessoas que me acompanharam durante a minha estadia no Brasil, tornando-a numa grande experiência que ficará na memória.

Como não podia deixar de ser, o maior agradecimento vai para a família. À minha namorada e em especial aos meus pais pois foram as pessoas mais próximas e que mais me apoiaram. Tudo aquilo que eu hoje sou e conquistei, é graças a eles.

RESUMO

A necessidade de preservar o que os nossos antepassados nos deixaram tem assumido um papel cada vez cada vez mais importante. É necessário mudar a mentalidade ligada apenas à nova construção conscientizando-nos sobre o valor do nosso património.

O estudo realizado ao longo da presente dissertação centra-se na análise da segurança da cobertura de um edifício histórico – o Palácio Cruz e Sousa. Situado no estado de Santa Catarina, Brasil, funciona hoje em dia como museu, assumindo uma elevada importância cultural.

Este edifício carecia de plantas estruturais e, sendo um edifício antigo, a sua construção foi sustentada por conhecimento empírico. A segurança será então verificada recorrendo às recentes normas, mais precisamente as normas brasileiras.

Através da realização e registo de medições relativas a uma zona da cobertura em estudo, pode concluir-se que as mesmas se encontram em segurança, ainda que não cumpram todos os requisitos da NBR 7190:1997 - “Projeto de estruturas de madeira”.

Contudo, não se pode afirmar o mesmo para outras zonas da cobertura, apontando-se assim a extrema importância da continuação do trabalho iniciado para um futuro restauro da mesma.

PALAVRAS-CHAVE: Museu Histórico de Santa Catarina, NBR 7190:1997, Cobertura de Madeira, Verificação da Segurança, Edifício histórico.

ABSTRACT

The need to preserve what our ancestors left us has been more of a priority with an increasingly important role. We must change the mentality associated to new construction and appreciate the value of our heritage.

This study focus on the safety analysis of the roof structure of an historic building - the Cruz e Sousa Palace. Situated in the state of Santa Catarina, Brazil, it serves as a museum at this moment, assuming a high cultural importance.

This building does not have any structural blueprints and, being an old building its construction was mostly based on empirical knowledge. Safety checks will be supported with the latest standards, more specifically, the Brazilian codes.

By performing and registering the measurements of a part of the roof structure, it was concluded that it is safe, even not fulfilling all of the NBR 7190:1997 requirements.

However, we cannot say the same for other coverage areas, showing the extreme importance to continue the work started for a future restoration.

KEYWORDS: Santa Catarina Historic Museum, NBR 7190:1997, Wood Cover, Security Verification, Historic building.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL.....	3
2.1. A MADEIRA	3
2.2. PROPRIEDADES DA MADEIRA	4
2.2.1. ESTRUTURA INTERNA	4
2.2.2. TIPOS DE MADEIRAS	5
2.2.3. ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS NA MADEIRA	6
2.2.3.1. Madeira de reação	6
2.2.3.2. Nós	6
2.2.3.3. Desvio da inclinação do fio.....	7
2.2.3.4. Secagem	7
2.2.4. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA	8
2.2.4.1. Humidade	9
2.2.4.2. Densidade	11
2.2.4.3. Retração	11
2.2.4.4. Resistência ao fogo.....	12
2.2.4.5. Módulo de elasticidade (E).....	13
2.2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS	14
2.2.5.1. Resistência à Compressão Paralela as Fibras ou Axial	14
2.2.5.2. Resistência à Compressão Perpendicular às Fibras	15
2.2.5.3. Resistência à Tração Paralela às Fibras ou Axial	15
2.2.5.4. Resistência à Tração Perpendicular às Fibras	16
2.2.5.5. Resistência à Flexão	16
2.2.5.7. Resistência ao Corte	17
2.2.5.8. Outras Propriedades Mecânicas	17

3 NORMA NBR 7190:1997 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. HIPÓTESES BÁSICAS DE SEGURANÇA	19
3.3. AÇÕES	20
3.3.1. CLASSES DE CARREGAMENTO	20
3.3.2. VALORES REPRESENTATIVOS DAS AÇÕES	20
3.3.3. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES	22
3.3.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO	23
3.3.4.1. Combinações últimas normais	23
3.3.4.2. Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção.....	24
3.3.5. COMBINAÇÃO PARA ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	24
3.3.5.1. Combinação de longa duração.....	24
3.3.5.2. Combinação de média duração.....	24
3.3.5.3. Combinações de curta duração.....	24
3.3.5.4. Combinações de duração instantânea	24
3.4. PROPRIEDADES DAS MADEIRAS.....	25
3.4.1. CARACTERIZAÇÃO SIMPLIFICADA DA RESISTÊNCIA DA MADEIRA SERRADA	25
3.4.2. CLASSES DE RESISTÊNCIA	26
3.4.3. VALORES REPRESENTATIVOS	26
3.4.3.1. Valores Característicos (X_k)	26
3.4.3.2. Valores de cálculo (X_d):.....	27
3.5. PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO	29
3.5.1. PEÇAS TRACIONADAS.....	29
3.5.2. PEÇAS COMPRIMIDAS.....	29
3.5.3. PEÇAS FLETIDAS.....	32
3.5.3.1. Flexão Simples	32
3.5.3.2. Flexão Desviada	33
3.5.3.3. Flexão Composta.....	33
3.5.4. ESTABILIDADE LATERAL DE VIGAS DE SECÇÃO RETANGULAR	34
3.5.5. SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS	35
3.5.5.1. Corte longitudinal em vigas	35
3.5.5.2. Cargas concentradas junto aos apoios diretos	35

3.5.5.3. Torção	35
3.6. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	36
3.6.1. CONSTRUÇÕES CORRENTES.....	36
3.6.2. CONSTRUÇÕES COM MATERIAIS FRÁGEIS NÃO ESTRUTURAIS	37
3.6.3. CONSTRUÇÕES ESPECIAIS.....	37
3.6.4. ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES.....	37
4 CASO DE ESTUDO – MUSEU HISTÓRICO DE SANTA CATARINA.....	39
4.1. INTRODUÇÃO.....	39
4.2. COBERTURAS.....	43
4.2.1. ASNAS DE MADEIRA	43
4.2.1.1. Asnas simples	44
4.2.1.2. Asna composta ou mista	44
4.2.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ASNAS DE MADEIRA.....	45
4.2.3. IMPORTÂNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NAS ASNAS DE MADEIRA	46
4.2.4. ASPETOS A TER EM CONTA NA CONCEÇÃO DAS ASNAS	46
4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ZONA EM ESTUDO	47
4.4. GEOMETRIA DAS ASNAS EM ESTUDO	50
4.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA DA COBERTURA	54
4.5.1. MATERIAIS UTILIZADOS NA COBERTURA E SUAS PROPRIEDADES.....	54
4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES NA ESTRUTURA	56
4.5.2.1. Ações do vento em edificações	56
4.5.2.2. Aplicação dos efeitos do vento ao caso em estudo.....	67
4.5.2.3. Sobrecarga.....	69
4.5.3. RIPAS.....	70
4.5.3.1. Carga nas ripas	70
4.5.3.2. Esforços Elásticos	73
4.5.3.3. Estado Limite de Utilização	76
4.5.4. CAIBROS	77
4.5.4.1. Carga nos caibros	78
4.5.4.2. Estados Limites Últimos.....	81
4.5.4.3. Estado Limite de Utilização	83
4.5.4.4. Conclusão	84

4.5.5. ESTRUTURA PRINCIPAL DA COBERTURA	84
4.5.6. MADRE	87
4.5.6.1. Cargas na madre.....	88
4.5.6.2. Estados Limites Últimos	92
4.5.6.3. Estado Limite de Utilização	97
4.5.7. ASNAS.....	97
4.5.8. ELEMENTOS C 1 E C 2.....	100
4.5.9. CONCLUSÃO	103
5 LIGAÇÕES	105
5.1. GENERALIDADES	105
5.2. LIGAÇÕES COLADAS	105
5.3. LIGAÇÕES ENTALHADAS.....	106
5.3.1. LIGAÇÕES DENTEADAS	107
5.3.1.1. Dente simples aplicado na parte anterior	108
5.4. LIGADORES METÁLICOS	109
5.4.1. LIGADORES TIPO CAVILHA	110
5.4.1.1. Pregos	110
5.4.1.2. Parafusos auto-roscantes.....	111
5.4.1.3. Cavilhas e parafusos de porca	111
5.4.1.4. Aspetos normativos para ligadores do tipo cavilha segundo a NBR7190:1997	111
5.4.2. LIGADORES PLANOS	115
5.4.2.1. Anéis	115
5.4.2.2. Placas circulares e Placas denteadas.....	116
5.4.2.3. Aspetos normativos para ligadores planos segundo a NBR7190:1997	117
5.4.2.4. Chapas metálicas denteadas	119
5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES DAS ASNAS	120
5.5.1. LIGAÇÃO PERNA-PERNA	120
5.5.2. LIGAÇÃO LINHA-PERNA	121
5.5.3. LIGAÇÃO DE APOIO	123
5.5.3.1. Apoios Asna 1 e 4	123
5.5.3.2. Apoios Asna 2 e 3	125
5.5.4. CONCLUSÕES	128
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	129

6.1. CONCLUSÕES.....	129
6.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	130
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras [2].	5
Figura 2.2 - Formação de madeira de reação [5] (adaptado de [6]).	6
Figura 2.3 - Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta [5] (adaptado de [6]).	6
Figura 2.4 - Aparência de um nó em formação dentro de um tronco [5] (adaptado de [6]).	7
Figura 2.5 - Defeitos desenvolvidos durante a secagem de peças de madeira [7].	8
Figura 2.6 - Relação entre a resistência e rigidez da madeira com o seu teor de humidade [7].	9
Figura 2.7 - Exemplo de um humidímetro [8].	10
Figura 2.8 - Exemplo de curvas de retração [2].	11
Figura 2.9 - Contração e Distorção características de peças planas, quadradas e circulares, resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais [2].	12
Figura 2.10 - Viga de madeira lamelada colada queimada [13].	13
Figura 2.11 - Curva tensão – extensão, em madeira isenta de defeitos, na direção das fibras (contínuo) e na direção perpendicular às fibras (tracejado) [14].	15
Figura 2.12 - Compressão inclinada em relação às fibras [5].	15
Figura 2.13 - Corte na madeira [5].	17
Figura 3.1 - Tensões atuantes numa peça de secção T [17].	32
Figura 3.2 - Verificação das deformações limites [17].	36
Figura 4.1 - Museu Histórico de Santa Catarina.	40
Figura 4.2 - Colocação de telhas novas no MHSC em 2013 [20].	41
Figura 4.3 - Fotografias da estrutura da cobertura do MHSC.	42
Figura 4.4 - Imagem esquemática de uma cobertura [21].	43
Figura 4.5 - Esquema de uma Asna Simples [22].	44
Figura 4.6 – Esquema de uma Asna Composta [24].	45
Figura 4.7 – Diversos tipos de Asnas [25].	45
Figura 4.8 - Sala de Jantar do MHSC.	47
Figura 4.9 - Localização da Sala de Jantar no edifício. A Imagem da esquerda é a planta do 1º piso e a da direita a planta da cobertura.	47
Figura 4.10 - Modelo da zona da cobertura que vai ser estudada, em que figura b) apresenta a estrutura sem os caibros e as ripas.	48
Figura 4.11 - Esquema da localização dos elementos da estrutura da cobertura na área em estudo.	49

Figura 4.12 - Fotografia das asnas novas, junto às asnas desligadas. A fotografia a) corresponde às Asnas 2 e 2A, a fotografia b) mostra as asnas 3A e 3 e a c) mostra o pormenor do nó de ligação pendural-madre de uma asna desligada.	50
Figura 4.13 - Eixos das secções das peças constituintes das asnas.	50
Figura 4.14 – Representação da Asna 1.	51
Figura 4.15 - Representação da Asna 2.	52
Figura 4.16 - Representação da Asna 3.	53
Figura 4.17 - Representação da Asna 4.	53
Figura 4.18 - Amostras de madeira da Cobertura.	54
Figura 4.19 - Convenção adotada para os sinais positivos dos esforços N, V e M nas extremidades de um elemento.	55
Figura 4.20 - Definições básicas do vento [29].	57
Figura 4.21 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) [28].	58
Figura 4.22 - Fator topográfico S_1 [28].	60
Figura 4.23 - Descrição da força devida ao vento numa superfície.	64
Figura 4.24 - Esquema de pressão no interior de um edifício [30].	65
Figura 4.25 - Formação localizada de vórtices sobre o telhado e paredes [30].	65
Figura 4.26 – Representação esquemática dos coeficientes de forma externos na cobertura do MHSC.	68
Figura 4.27 - Representação esquemática dos valores l_1 e l_2	69
Figura 4.28 - Telha Portuguesa da marca Cejatel [32].	70
Figura 4.29 - Secção transversal das ripas de madeira em cm.	71
Figura 4.30 - Secção transversal de uma ripa e sua orientação [33].	71
Figura 4.31 – Modelo do Caibro no <i>software Autodesk Robot Structural Analysis Professional</i>	78
Figura 4.32 - Secção transversal dos caibros de madeira em cm.	78
Figura 4.33 – Ação das ripas no caibro.	79
Figura 4.34 - Ação do vento no caibro.	80
Figura 4.35 - Ação da sobrecarga no caibro.	80
Figura 4.36 - Modelo de cálculo da estrutura da cobertura realizado no <i>software Autodesk Robot Structural Analysis Professional</i>	85
Figura 4.37 - Na figura a) está representado o elemento C1 e a Asna 1. Na figura b) observa-se o elemento C2 e a Asna 4.	86
Figura 4.38 - Em a) Secção transversal da madre de madeira em cm, e em b) representação dos eixos da secção transversal da madre.	88
Figura 4.39 - Restantes cargas permanentes aplicadas na madre segundo z.	89

Figura 4.40 - Carga relativa ao vento, aplicada no eixo local z da madre.....	90
Figura 4.41 - Sobrecarga de 0.5kN/m^2 aplicada na madre como carga uniformemente distribuída por metro.	90
Figura 4.42 - Diagrama de esforço transverso devido a uma carga de $1,6\text{ kN/m}$ aplicada na madre segundo o eixo z global.....	91
Figura 4.43 - Diagrama de momento fletor devido a uma carga de $1,6\text{ kN/m}$ aplicada na madre segundo o eixo z global.....	91
Figura 4.44 - Linha de influência para o agravamento dos momentos na secção de apoio correspondente a Asna 3, utilizando o <i>software Ftool</i>	92
Figura 5.1 – Ligações coladas: a) Ligação entre 2 painéis (scarf joint); b) Ligação dentada (finger joint) [36].....	106
Figura 5.2 - Soluções de reforço para ligações perna-linha de asnas: a) esquadro; b) varão; c) braçadeira [37].....	106
Figura 5.3 - Ligações entalhadas: a) cachorro [38]; b) e c) nós de cruzamento [39].	107
Figura 5.4 - Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior [40].	108
Figura 5.5 - Comprimento da zona crítica aos esforços de corte [41].	108
Figura 5.6 - Ligadores metálicos: a) anel aberto [7]; b) placa metálica denteada [7]; c) pregos [44]; d) parafuso auto-roscante [43]; e) chapa metálica denteada [35]; f) cavilhas [35]; g) parafuso de porca [42].....	110
Figura 5.7 - Elementos do tipo cavilha em corte simples [17].	113
Figura 5.8 – Ligadores tipo cavilha em corte duplo [17].	114
Figura 5.9 - Espaçamentos em ligações com ligadores tipo cavilha [17].	115
Figura 5.10 – Placas circulares [7].	116
Figura 5.11 – Placas denteadas: a imagem da esquerda representa uma placa com dentes salientes para um só lado, já a da direita apresenta dentes salientes para ambos os lados [35].	117
Figura 5.12 – Espaçamentos em ligações com anéis metálicos [17].	119
Figura 5.13 – a) Chapa metálica denteada [45]; b) Asnas pré-fabricadas cujas ligações são realizadas com chapas metálicas denteadas [46].	119
Figura 5.14 – Ligação Perna-Perna.	120
Figura 5.15 - a) Ligação linha-perna da Asna 2. b) Ligação linha-perna da Asna 4.	122
Figura 5.16 – a) Ligação de apoio da Asna 1; b) Ligação de apoio da Asna 4.	124
Figura 5.17- a) Apoio Asna 2; b) Apoio Asna 3.....	126
Figura 5.18 - Esquema da ligação de apoio da Asna 2.	127
Figura 6.1 – Fotografia de alguns elementos da cobertura com problemas visíveis.....	131

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 2.1 - Energia Combustível Fóssil Consumida na Produção de Materiais de Construção [1].	3
Tabela 3.1 - Classes de carregamento	20
Tabela 3.2 - Fatores de combinação e de utilização (ψ_i), conforme a NBR 7190:1997	21
Tabela 3.3 - Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade (γ_g)	22
Tabela 3.4 - Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade (γ_g)	22
Tabela 3.5 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (γ_ε).....	23
Tabela 3.6 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis (γ_Q)	23
Tabela 3.7 - Relações entre resistências: Caracterização simplificada.....	25
Tabela 3.8 - Classe de resistência das Coníferas ou Resinosas	26
Tabela 3.9 - Classe de resistência das Dicotiledôneas ou Folhosas.....	26
Tabela 3.10 - Valores de $k_{mod,1}$	27
Tabela 3.11 - Valores de $k_{mod,2}$	28
Tabela 3.12 - Valores de $k_{mod,3}$	28
Tabela 3.13 - Classes de humidade	29
Tabela 3.14 - Valores de α_n	30
Tabela 3.15 - Coeficiente de fluência ϕ	32
Tabela 3.16 - Coeficiente de correção β_M	34
Tabela 4.1 - Propriedades geométricas da Asna 1.....	51
Tabela 4.2 - Propriedades geométricas da Asna 2.....	52
Tabela 4.3 - Propriedades geométricas da Asna 3.....	52
Tabela 4.4 - Propriedades geométricas da Asna 4.....	53
Tabela 4.5 - Propriedades da telha Portuguesa.....	54
Tabela 4.6 - Propriedades da madeira, em valores médios [17].	55
Tabela 4.7 - Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2	61
Tabela 4.8 - Parâmetros meteorológicos.	62
Tabela 4.9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	63
Tabela 4.10 - Coeficientes de pressão e forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular [28].	66
Tabela 4.11 - Ações permanentes nas ripas.	72
Tabela 4.12 - Ação do vento - cargas distribuídas nas ripas.....	72
Tabela 4.13 - Esforços elásticos nas ripas.	73
Tabela 4.14 - Esforços elásticos de cálculo nas ripas por combinação de ação.	74

Tabela 4.15 - Flechas instantâneas nas ripas (m)	77
Tabela 4.16 - Propriedades geométricas da secção dos caibros.	78
Tabela 4.17 – Ações atuantes nos caibros.	81
Tabela 4.18 - Esforços máximos no caibro.	81
Tabela 4.19 - Deslocamentos máximos, obtidos no <i>software Autodesk Robot Structural Analysis Professional</i>	84
Tabela 4.20 – Esforços para a combinação 3 sem a sobrecarga de 1kN.	84
Tabela 4.21 - Ações atuantes na madre.	92
Tabela 4.22 - Esforços máximos na madre.....	93
Tabela 4.23 – Propriedades geométricas da madre.	93
Tabela 4.24 - Deslocamentos máximos na madre, obtidos no <i>software Autodesk Robot Structural Analysis Professional</i>	97
Tabela 4.25 – Esforços máximos na Asna 1 para as diferentes combinações de ações.....	97
Tabela 4.26 - Esforços máximos na Asna 2 para as diferentes combinações de ações.....	98
Tabela 4.27 - Esforços máximos na Asna 3 para as diferentes combinações de ações.....	98
Tabela 4.28 - Esforços máximos na Asna 4 para as diferentes combinações de ações.....	98
Tabela 4.29 – Verificações em estado limite último das Asnas.	99
Tabela 4.30 – Verificação da estabilidade das pernas.....	99
Tabela 4.31 – Propriedades geométricas dos elementos C1 e C2.....	101
Tabela 4.32 – Esforços instalados nos elementos C1 e C2 para as combinações de estado limite último.	101
Tabela 4.33 – Esbelteza e tensões atuantes nos elementos C1 e C2.	101
Tabela 4.34 – Verificação da estabilidade dos elementos C1 e C2.....	102
Tabela 4.35 – Resumo dos valores das verificações efetuadas.	103
Tabela 5.1 - Valores de α e [17].	112
Tabela 5.2 – Verificação da segurança das ligações perna-perna.	121
Tabela 5.3 – Valores para o cálculo da segurança, da ligação de apoio da Asna 4.	125
Tabela 5.4 - Valores para o cálculo da segurança, da ligação de apoio da Asna 3.	128

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Ca - coeficiente de arrasto

Cpe – coeficiente de pressão exterior

Cpi – coeficiente de pressão interior

E – módulo de elasticidade

f_{c90} - a resistência à compressão normal às fibras

f_{c0} - a resistência à compressão paralela às fibras

f_{e0} - resistência de embutimento paralelo às fibras

f_{e90} - resistência de embutimento normal às fibras

f_v - resistência ao corte

kN - kilonewton

MHSC – Museu Histórico de Santa Catarina

MPa – megapascal

NBR - norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)

PP – peso próprio

PSF – ponto de saturação das fibras

u – flecha

γ_{wc} - coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão

γ_{wt} - coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de tração

γ_{wv} - coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de corte

Φ – coeficiente de fluência

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O termo património pode ser entendido como o conjunto de bens de interesse para a memória do ser humano. Esses bens são os testemunhos da história e da cultura, conscientizando-nos da importância de tudo o que fazemos nos dias de hoje e que se estenderá para o futuro.

A preservação de edifícios históricos, assume grande importância, hoje em dia. Todos os materiais, componentes e elementos construtivos envelhecem ao longo dos anos, ocorrendo em paralelo desajustes espaciais e funcionais dos edifícios. As ações para adaptar estes edifícios às necessidades atuais obrigam em geral a intervenções mais ou menos profundas que, como referido anteriormente, devem ser levadas a cabo de forma cuidada. A área da reabilitação carece ainda de conhecimento por parte de muitas entidades, sendo uma área delicada onde se cometem muitos erros, com intervenções exageradas e desnecessárias.

O trabalho apresentado neste documento tem como objetivo principal verificar a segurança da estrutura da cobertura de um edifício histórico. Esse edifício é o Museu Histórico de Santa Catarina situado em Florianópolis, Brasil. Sendo um edifício com mais de 230 anos, a sua construção foi sustentada em conhecimento empírico. Carecendo este de plantas estruturais, foram realizadas medições da estrutura da cobertura e verificada a sua segurança utilizando as recentes normas. A estrutura da cobertura é composta por elementos de madeira, isto porque a madeira foi desde sempre um dos materiais mais usados na construção de edificações, uma vez que se encontra em abundância na natureza.

Muitos projetistas e arquitetos, não consideram a madeira como um material competitivo quando comparado com o betão armado, ou o aço. Uma das principais razões para que tal suceda é o facto de a madeira ser um material extremamente complexo e muito sensível à humidade. O correto dimensionamento destes elementos exige uma abordagem analítica rigorosa, que tenha em conta a existência de estados tridimensionais de deformação e de tensão e, sobretudo, a natureza ortotrópica da madeira.

A norma utilizada para a verificação da segurança dos elementos de madeira, da estrutura da cobertura, foi:

- ABNT NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas de madeira.

Para a definição das solicitações no edifício foram usadas as normas:

- ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Foi realizado o levantamento estrutural de uma parte da cobertura do edifício, estando o presente trabalho estruturado de modo a ser usado como um guia para a finalização do levantamento de toda a cobertura do edifício bem como a verificação da sua segurança.

O trabalho está organizado em seis capítulos principais. No presente capítulo é efetuado um breve enquadramento do trabalho e faz-se a descrição sumária do conteúdo dos diversos capítulos.

Após a introdução, o segundo capítulo refere-se às principais características da madeira, envolvendo a análise do material, nas suas componentes mais intrínsecas, como é a sua estrutura interna. Expõe-se ainda as características que afetam o seu comportamento sob os diferentes tipos de esforços.

No terceiro capítulo é feita referência às principais disposições regulamentares previstas na NBR 7190:1997.

No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo e faz-se a verificação da segurança dos elementos constituintes da cobertura.

No quinto capítulo é feita uma introdução às ligações em estruturas de madeira e é verificada a resistência das ligações da estrutura em estudo.

Finalmente no sexto capítulo são apresentadas algumas considerações finais.

2

A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL

2.1. A MADEIRA

A madeira é atualmente, um dos materiais utilizados na construção civil, mais sustentáveis. É utilizada em diversos sistemas estruturais, sujeita aos mais diversos esforços. Alguns dos elementos estruturais mais utilizados neste material são vigas, pilares, asnas, grelhas, sendo ainda utilizado como cofragem. Há um número razoável de características inerentes à madeira que fazem com que esta seja um material interessante para utilização na construção civil, tais como: o seu elevado *ratio* resistência/peso específico, a sua durabilidade (desde que tomadas as devidas precauções), e as características de isolamento térmico e acústico que proporciona. A madeira beneficia ainda do seu crescimento natural, cores e a sua disponibilidade em muitas espécies, tamanhos e formas, tornando-a um material notavelmente versátil e esteticamente agradável. É também um material de baixo consumo de energia no seu fabrico, comparativamente com o betão e o aço (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Energia Combustível Fóssil Consumida na Produção de Materiais de Construção [1].

Material	Energia Consumida (MJ/m3)
Madeira serrada	750
Aço	266.000
Betão	4.800
Alumínio	1.100.000

A madeira, como material estrutural, normalmente encontra-se em diferentes formas tais como: em toros; serrada; lamelada colada; compensada e reconstituída. O comportamento estrutural desses diferentes tipos de madeira está relacionado com o arranjo da estrutura interna que, dependendo da forma final do produto, resulta em maior ou menor grau de anisotropia.

As limitações, referentes às dimensões das secções transversais de madeira natural serrada e de vãos, devido ao comprimento finito da árvore e defeitos naturais, são ultrapassadas pelas recentes evoluções de materiais compostos e produtos derivados da madeira, tais como o MDF (“medium density fibreboard”) e o OSB (“oriented strand board”). Juntas denteadas e várias técnicas de laminação permitem madeiras (elementos e sistemas) de qualquer formato e de alta qualidade.

A sua aplicação como material estrutural exige um conhecimento da estrutura interna dos diferentes tipos de madeira, garantindo assim a segurança e durabilidade das construções de madeira.

As vantagens do uso da madeira como material de construção são muitas, nomeadamente [2]:

- Pode ser obtida em grandes quantidades a um preço relativamente baixo;
- As suas reservas renovam-se por si mesmas;
- Pode ser produzida em peças com dimensões estruturais que podem ser rapidamente desdobradas em peças pequenas, de grande delicadeza;
- Pode ser trabalhada com ferramentas simples e ser reempregue várias vezes;
- Tem uma baixa massa volúmica e resistência mecânica elevada, podendo apresentar a mesma resistência à compressão que um betão de resistência razoável. A resistência à flexão pode ser muito superior à do betão, assim como a resistência ao corte;
- Permite ligações e emendas fáceis de executar;
- Apresenta boas condições naturais de isolamento térmico e absorção acústica;
- No seu aspeto natural apresenta grande variedade de padrões.

Em contrapartida, apresenta desvantagens, que devem ser cuidadosamente levadas em consideração no seu emprego como material de construção:

- É um material heterogéneo e anisotrópico;
- É bastante vulnerável aos agentes externos, e a sua durabilidade é limitada, quando não são tomadas medidas preventivas;
- É combustível;
- Mesmo depois de transformada, quando já empregue na construção, a madeira é muito sensível ao ambiente, aumentando ou diminuindo de dimensões com as variações de humidade.

No entanto, muitas destas características negativas que a madeira apresenta no seu estado natural podem ser ultrapassadas, devido ao desenvolvimento de processos de melhoramento:

- a degradação das suas propriedades e o aparecimento de tensões internas decorrentes de alterações da humidade são anulados pelos processos desenvolvidos de secagem artificial controlada;
- a deterioração da madeira em ambientes que favoreçam o desenvolvimento de agentes biológicos é contornada com os tratamentos de preservação;
- a marcante heterogeneidade e anisotropia, próprias de sua constituição fibrosa orientada, assim com a limitação das suas dimensões, são resolvidas pelos processos de transformação nos laminados, contraplacados e aglomerados de madeira [2].

É necessário um cuidado, tanto a nível de projeto como a nível de manutenção ao longo da vida de uma estrutura de madeira, para a sua durabilidade. Como é o caso do templo *Horyu-ji* no Japão, reconhecido como uma das mais antigas construções de madeira existentes, com mais de 1300 anos [3].

O “segredo” da sua durabilidade está na sua forma arquitetónica e na sua cuidada manutenção ao longo dos anos.

2.2. PROPRIEDADES DA MADEIRA

2.2.1. ESTRUTURA INTERNA

A árvore cresce inicialmente no sentido vertical. Em cada ano há um novo crescimento vertical e a formação de camadas sucessivas que se vão sobrepondo em redor das camadas mais antigas. Num corte transversal do tronco, essas camadas aparecem como anéis de crescimento, em que cada anel de crescimento é formado por duas camadas. As camadas de madeira formadas no período de primavera-verão têm uma coloração mais clara e maiores espessuras nessa fase, pois é um crescimento rápido da

madeira. A madeira formada no período de outono-inverno tem coloração escura, menores espessuras e crescimento lento, devido à menor intensidade solar.

Portanto, os anéis de crescimento são formados por colorações dos tecidos, não resultando em uma estrutura resistente da madeira, apenas uma coloração anelar na seção da peça que ajuda a identificar as superfícies de clivagem da estrutura interna da madeira [4]. Contando os anéis de crescimento pode-se então avaliar a idade da árvore. Os anéis de crescimento além de registarem a idade da árvore, servem de referência para a consideração e estudo da ortotropia da madeira que é uma característica marcante da mesma. Para esse efeito, na avaliação do desempenho físico e mecânico do material são consideradas três direções ou eixos principais perpendiculares entre si: o eixo longitudinal, radial e tangencial (Figura 2.1).

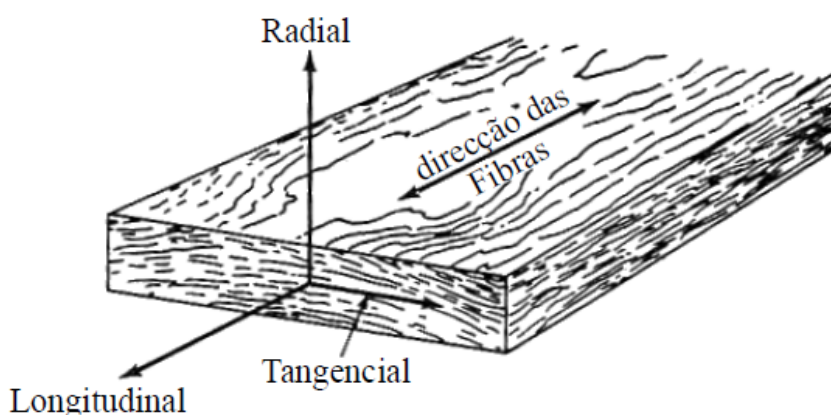


Figura 2.1 - Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras [2].

2.2.2. TIPOS DE MADEIRAS

Todas as madeiras derivam de duas amplas categorias de plantas, as gimnospermas e as angiospermas. Estas categorias também se designam vulgarmente por resinosas (*softwoods*) e folhosas (*hardwoods*), respetivamente. Esta terminologia refere-se à origem botânica da madeira e não tem relação direta com a dureza da madeira.

Resinosas (Coníferas) - As resinosas são caracterizadas por terem um crescimento mais rápido, sendo possível cortar estas árvores após 30 anos. O seu rápido crescimento resulta numa madeira de baixa densidade e com capacidades resistentes reduzidas. Geralmente as suas qualidades de durabilidade são mais baixas, a menos que sejam adequadamente tratadas. Contudo devido ao seu ritmo de abate são madeiras com maior disponibilidade no mercado e relativamente mais baratas.

Folhosas (Dicotiledóneas) - O crescimento das folhosas é bastante mais lento do que o das resinosas e desta forma obtêm-se madeiras de maior densidade e com melhores capacidades resistentes. Em certos casos o tempo que uma folhosa leva a sazonar pode ultrapassar os 100 anos. Devido à sua elevada densidade, este tipo de madeiras, têm uma menor dependência de medidas preventivas para assegurar as suas qualidades de durabilidade.

2.2.3. ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS NA MADEIRA

2.2.3.1. Madeira de reação

Quando se trata da madeira, é pouco provável a obtenção da matéria isenta de defeitos, que possa ser aproveitada na sua totalidade. Por ser um material biológico, as suas características físicas e mecânicas são alteradas conforme as condições ambientais. A Figura 2.2 ilustra um caso comum em florestas onde há a formação da madeira de reação quando uma árvore, em busca da irradiação solar, é encoberta por outras, crescendo de maneira excêntrica. Outro exemplo, é o caso de ações como o vento.

Este fenômeno ocorre devido à reorientação do tecido lenhoso para manter a árvore em posição favorável à sua sobrevivência. Em uma parte do tronco é formada uma madeira mais resistente a esforços de compressão e na outra, a esforços de tração, como ilustra a Figura 2.3.

Assim podem-se obter do mesmo toro pranchas com propriedades bem distintas, aumentando a probabilidade de problemas futuros de secagem ou mesmo na sua utilização pela construção civil.

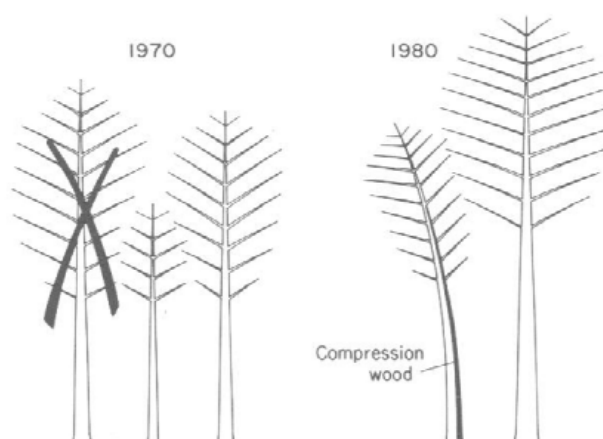


Figura 2.2 - Formação de madeira de reação [5] (adaptado de [6]).

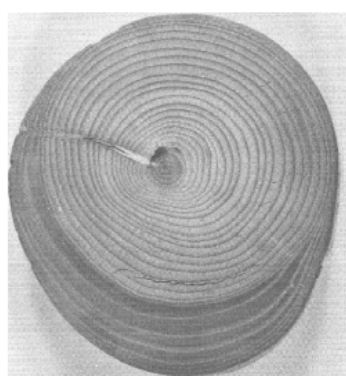


Figura 2.3 - Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta [5] (adaptado de [6]).

2.2.3.2. Nós

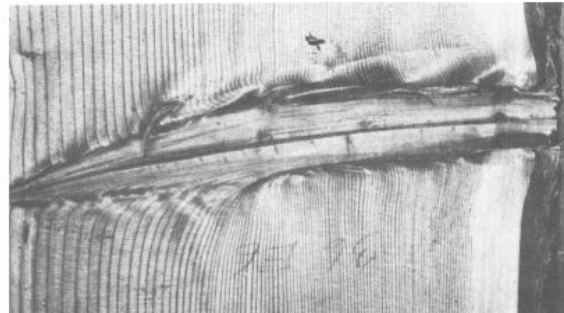
Um dos defeitos constantes em muitas espécies de madeira é a presença de nós (Figura 2.4). A presença de nós tem um efeito adverso na maioria das propriedades mecânicas da madeira, pois

provocam distorção das fibras à sua volta, causando descontinuidade das fibras e concentração de tensões, ou distribuições não uniformes de tensão.

É imprescindível um controlo sistemático da poda para a redução desse problema. O corte de galhos durante o crescimento da árvore diminui o surgimento de nós, sendo estes, gradualmente incorporados da superfície ao centro do tronco [5].



Nó de pinho (vista frontal)



Nó de carvalho (vista lateral)

Figura 2.4 - Aparência de um nó em formação dentro de um tronco [5] (adaptado de [6]).

2.2.3.3. Desvio da inclinação do fio

Outro defeito que se pode encontrar na madeira é o desvio da inclinação do fio. Traduz-se numa inclinação das fibras relativamente ao eixo longitudinal das peças que pode ter sido originada no momento da serração ou derivar da inclinação natural das árvores associadas a ventos dominantes. O desvio da inclinação do fio assume uma importância particular já que salienta a anisotropia da madeira, dado importante na seleção da madeira para sistemas estruturais pois, modifica as características resistentes.

O desvio da inclinação do fio interfere de uma forma variável na resistência que as peças de madeira evidenciam às diferentes solicitações. O seu efeito é praticamente desprezável no caso de elementos sujeitos à flexão ou à tração mas em solicitações que provocam a compressão das fibras a influência pode ser mais significativa.

2.2.3.4. Secagem

A sua excessiva secagem ou a secagem desigual podem produzir defeitos e distorções na madeira.

Exemplos de defeitos ocorridos devido a uma incorreta secagem, como por exemplo o caso do empenamento, arqueamento, torção, formação gretas e fendas, são ilustrados na Figura 2.5. Todos estes defeitos têm consequências na resistência do elemento, nas ligações, estabilidade e aparência final.

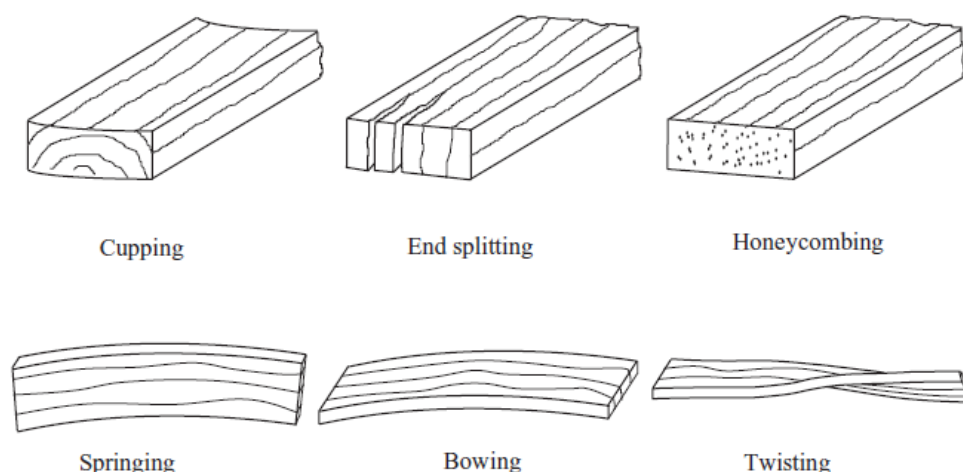


Figura 2.5 - Defeitos desenvolvidos durante a secagem de peças de madeira [7].

Os defeitos podem ser controlados ou mesmo evitados, mediante o recurso a processos de secagem, natural ou artificial, para que as madeiras possam ser aplicadas com o teor de humidade mais adequado. A madeira, para ser utilizada com segurança requer um certo grau de humidade, compatível com a finalidade do seu emprego. O teor de humidade da madeira, quando em equilíbrio higroscópico, constitui um fator estabilizador que contraria os efeitos da retratilidade (empenos, fendas, etc.) e garante um determinado nível de resistência.

2.2.4. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

Conhecer as propriedades físicas da madeira é de grande importância pois estas propriedades podem influenciar significativamente o desempenho e resistência da madeira utilizada estruturalmente.

Podem-se destacar os seguintes fatores que influenciam as características físicas da madeira [2]:

- *a espécie botânica da madeira* - a estrutura anatómica e a constituição do tecido lenhoso são responsáveis pelo comportamento físico-mecânico do material, e variam de espécie para espécie;
- *a massa volúmica do material* - a massa volúmica aparente é um índice da distribuição ou concentração de material existente e resistente no tecido lenhoso. A massa volúmica da madeira permite, por correlação, estimar valores de outras propriedades com ela relacionadas, aplicando fórmulas determinadas experimentalmente;
- *a localização da peça no lenho* - a zona do tronco de onde é retirada a peça de madeira (do cerne, do borne, próximo das raízes ou próximo da copa) influencia as suas características físico mecânicas;
- *a presença de defeitos* - a presença de defeitos (nós, fendas, fibras torcidas, etc.), dependendo da sua distribuição, dimensões e, principalmente, de sua localização, provoca consideráveis anomalias no comportamento físico-mecânico da peça;
- *o teor de água* - a madeira é constituída por fibras de paredes celulósicas hidrófilas, pelo que o seu teor de água determina grandes alterações nas propriedades do material. Assim, apresentará o máximo de resistência mecânica quando completamente seca, o

mínimo quando completamente saturada e valores intermediários para diferentes teores de humidade entre esses dois extremos (Figura 2.6).

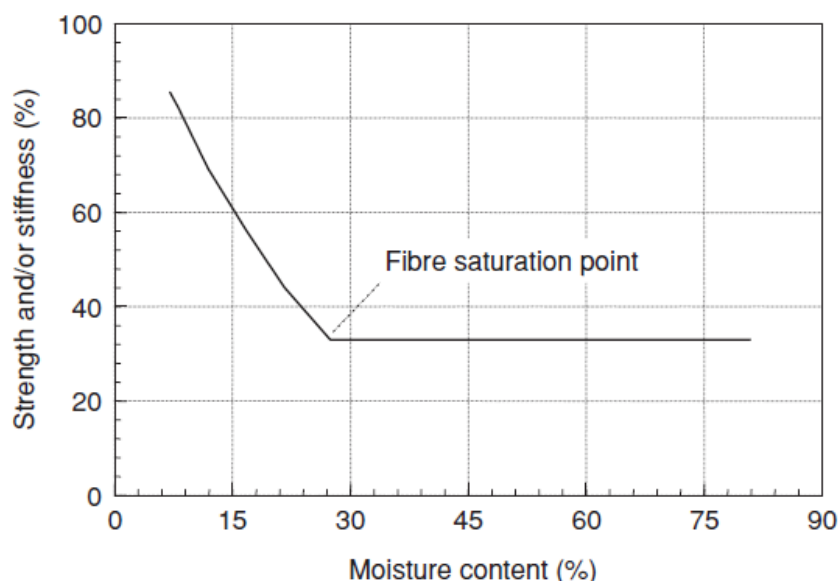


Figura 2.6 - Relação entre a resistência e rigidez da madeira com o seu teor de humidade [7].

Devido a este grande número de fatores, os valores numéricos das propriedades da madeira, obtidos em ensaios de laboratório, oscilam apresentando uma ampla dispersão, que pode ser adequadamente representada pela distribuição normal de Gauss.

2.2.4.1. Humidade

A água existe na madeira em três estados: água de constituição, água de embebição e água livre [2].

- A *água de constituição* encontra-se em combinação química com os principais constituintes do material lenhoso. Não é eliminada na secagem. Quanto à madeira que só contém água de constituição, diz-se anidra (seca em estufa).
- A *água de embebição* impregnada nas paredes das células lenhosas provoca uma considerável expansão dessas paredes levando a uma alteração notável de volume da peça de madeira com a sua variação. Todo o comportamento físico-mecânico do material fica alterado com a presença ou a variação da água de embebição. Quando as paredes das células estão completamente saturadas de água de embebição, mas a água ainda não extravasou para os vazios celulares (sem água livre), diz-se que a madeira atingiu o ponto de saturação das fibras (PSF). Para a maioria das espécies o PSF situa-se entre os 25 e 30%
- Depois de embeber completamente as paredes das células, a água começa a encher os vazios capilares sendo então essa água designada por *água livre*. Nem a presença nem a retirada dessa água livre causam qualquer alteração dimensional do material. Nesta situação a humidade da madeira é superior ao ponto de saturação das fibras (PSF).

Fazendo-se a secagem, enquanto o valor da humidade se mantém acima do PSF, apenas se verifica a redução do peso da madeira, não havendo praticamente quaisquer alterações nas suas dimensões. Pelo contrário, quando o teor de água desce abaixo do PSF as paredes perdem água, contraindo-se, ou seja,

dá-se o fenómeno de retração. Esta fase de secagem pode demorar de algumas semanas a muitos meses, dependendo da espécie, da espessura das peças, do teor de água pretendido e do processo de secagem seguido: natural (ao ar livre) ou artificial (em estufa).

Do ponto de vista da sua utilização, conforme o seu teor de humidade, as madeiras classificam-se em [2]:

- **Madeira verde:** acima do PSF, no geral superior a 30%;
- **Madeira comercialmente seca:** quando $h \leq 20\%$;
- **Madeira seca ao ar:** $14\% \leq h < 18\%$;
- **Madeira dessecada:** $0\% < h < 14\%$ (em geral, só por secagem artificial);
- **Madeira anidra:** com 0% de humidade.

Abaixo de 20% a madeira pode considerar-se ao abrigo do ataque dos agentes de destruição, sendo este teor o mínimo necessário como ambiente favorável à proliferação de fungos e bactérias.

Determinação da humidade

A humidade ou teor em água de um provete de madeira expresso em percentagem, pode ser determinado pela expressão:

$$H = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (2.1)$$

Sendo:

m_1 - a massa do provete húmido, expressa em gramas,

m_2 - a massa do provete seco, expressa em gramas.

A determinação do teor de água por secagem em estufa é o método usado para verificações laboratoriais ou sempre que se exigir uma avaliação rigorosa. Para aplicações práticas recorre-se normalmente a métodos expeditos que permitem uma leitura instantânea da humidade, como os humidímetros de agulhas ou de contacto (Figura 2.7).



Figura 2.7 - Exemplo de um humidímetro [8].

É importante destacar ainda que a humidade apresenta grande influência na densidade da madeira.

2.2.4.2. Densidade

Esta propriedade pode ser definida como densidade aparente e como densidade básica. A densidade básica da madeira é definida como a massa volúmica específica convencional obtida pelo quociente da massa volúmica seca pelo seu volume saturado [9].

$$D_{\text{básica}} = \frac{P_{\text{seco}}}{V_{\text{saturado}}} \quad (2.2)$$

Por sua vez, a densidade aparente, é estabelecida para um padrão de humidade de 12% e é o resultado do quociente entre a massa e o volume da madeira sujeitos à humidade padrão.

$$D_{\text{aparente}} = \frac{P_{\text{aparente}}}{V_{\text{aparente}}} \quad (2.4)$$

2.2.4.3. Retração

A retração consiste na propriedade da madeira alterar as suas dimensões quando o seu teor de água se modifica. A madeira, predominantemente ortotrópica e heterogênea, não apresenta os mesmos valores de retração segundo as três direções principais, axial, tangencial e radial (Figura 2.8).

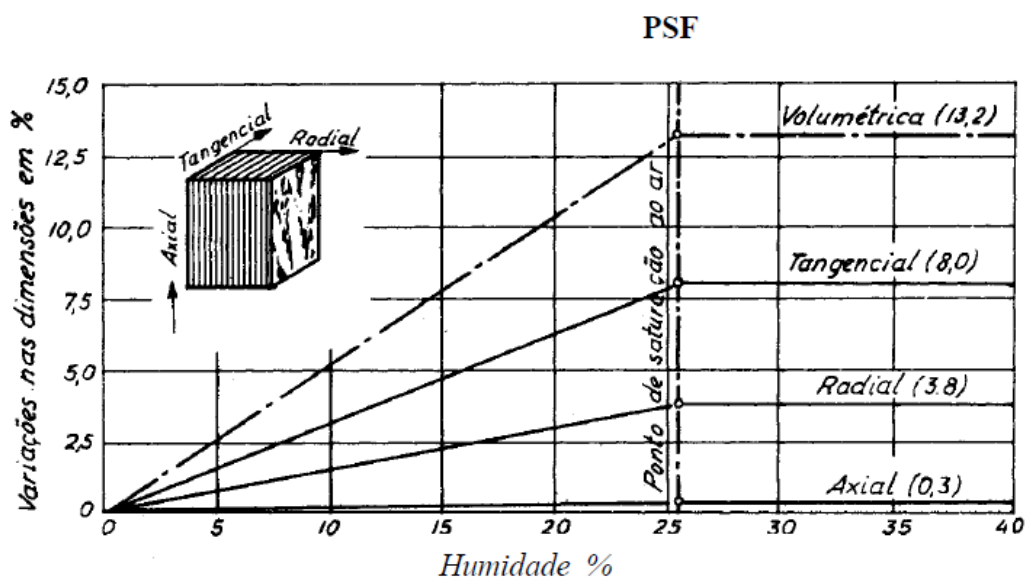


Figura 2.8 - Exemplo de curvas de retração [2].

As variações segundo a direção axial são praticamente insignificantes e têm pouca relevância na aplicação em construção. As retrações tangenciais são as mais significativas, chegando a ser duas vezes superiores às radiais [10]. Este comportamento ortotrópico é explicado pela existência de dois estratos diferentes de células, em cada anel de crescimento: o lenho inicial e o lenho tardio. Este último, sendo constituído por paredes celulares muito mais espessas, apresenta movimentos de expansão/contração muito superiores aos do lenho inicial [11].

A existência de diferenças físicas e mecânicas, que resultam na anisotrópica variação dimensional, provocam igualmente a existência de tensões internas diferenciadas, que durante o processo de secagem podem estar na origem da ocorrência de defeitos como empenos, rachas e fendas.

Podemos observar através da Figura 2.9, que os cortes em que os anéis, ou seja, as várias camadas de crescimento, se posicionam perpendicularmente às maiores superfícies da peça, são as que oferecem menor probabilidade de empeno, como é o exemplo da secção na medula central. Isto porque, a direção tangencial é a que apresenta maior deformação, sendo, neste caso, atenuada pela forma da peça.

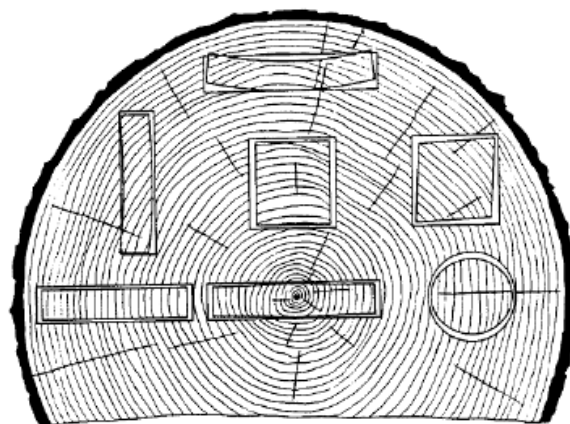


Figura 2.9 - Contração e Distorção características de peças planas, quadradas e circulares, resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais [2].

Para evitar, estes defeitos adversos, resultantes da retratibilidade, devem-se tomar as devidas precauções, nomeadamente, a utilização de peças de madeiras com teores de humidade compatíveis com os do meio ambiente, processos de serração adequados e impregnação da madeira com óleos e resinas impermeabilizantes.

2.2.4.4. Resistência ao fogo

Muitas vezes pensa-se, erradamente, que a madeira é um material cuja resistência ao fogo é baixa. É sabido que a madeira é um material combustível e por isso o seu comportamento, em termos de reação ao fogo, pode ser débil. Segundo Faria, 2009 [12], a resistência ao fogo das estruturas de madeira sem tratamento é geralmente superior à das estruturas metálicas, que surgem como alternativa para os mesmos casos de projeto.

Uma peça de madeira sujeita ao efeito do fogo pode tornar-se combustível para a propagação de chamas, contudo após algum tempo a camada externa da madeira carboniza. Essa camada é mais isolante que a própria madeira, passando assim a isolar termicamente, o resto do material. Dessa forma retém o calor e auxilia na contenção do incêndio. Note-se que a percentagem de madeira carbonizada varia com a espécie da madeira e com as condições de exposição ao fogo. Numa camada intermédia encontra-se uma parte da madeira que não carbonizou, mas que sofreu alterações de propriedades resistentes, por isso esta não deve ser tomada em consideração no cálculo da resistência da peça. No seu interior a madeira mantém as propriedades resistentes, daí ser extremamente importante durante o dimensionamento, a adoção de uma camada exterior que garanta a existência duma secção efetiva

resistente adequada após a exposição a altas temperaturas (Figura 2.10), garantindo assim a segurança durante o tempo necessário para o evacuação do edifício.

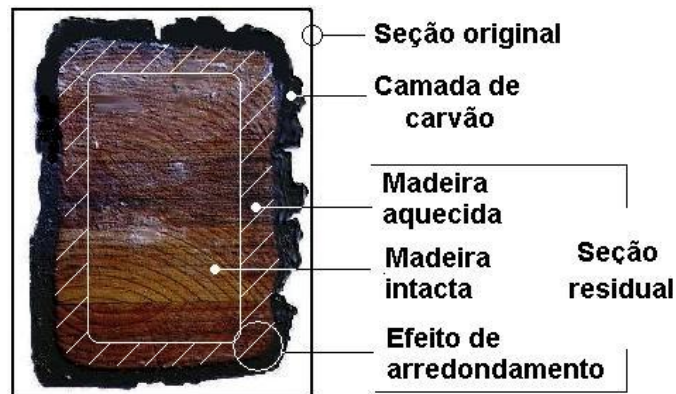


Figura 2.10 - Viga de madeira lamelada colada queimada [13]

Em comparação com as estruturas metálicas, a madeira não perde facilmente as propriedades de resistência mecânica. Uma estrutura metálica quando sujeita a temperaturas elevadas (500°C ou acima) não gera uma reação inflamável, mas em cerca de 10 minutos perde a sua resistência mecânica [5].

2.2.4.5. Módulo de elasticidade (E)

São definidos diversos módulos de elasticidade em função do tipo e da direção da solicitação em relação às fibras. O valor básico refere-se ao módulo de elasticidade longitudinal na compressão paralela às fibras. A seguir são definidos sucintamente os diversos valores dos módulos de elasticidade da madeira. Observar que estes valores são definidos em função do tipo de solicitação: compressão paralela e normal, flexão e torção.

A NBR 7190:1997 considera que o valor de E é igual para solicitações de compressão e tração, ou seja, $E_t = E_c$. A caracterização da rigidez é feita para teor de humidade de 12%.

Módulo de elasticidade longitudinal na compressão e tração, paralela às fibras (E_0):

Deve ser obtido através do ensaio de compressão paralela às fibras de madeira, cujos procedimentos estão indicados nos Anexos da norma brasileira NBR 7190:1997.

Módulo de elasticidade longitudinal normal às fibras (E_{90})

Pode ser obtido através de ensaios específicos ou como parte do valor de E_0 , dado pela relação:

$$E_{90} = \frac{E_0}{20} \quad (2.5)$$

Módulo de elasticidade longitudinal em flexão (E_M)

Pode igualmente ser obtido através de uma relação com o valor de E_0 ,

$E_M = 0,85E_0$ para resinosas (coníferas)

$E_M = 0,90E_0$ para folhosas (dicotiledôneas)

2.2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS

O conhecimento das propriedades mecânicas da madeira é bastante importante, pois permite uma escolha mais eficaz das espécies de madeira a empregar, de acordo com as suas aptidões naturais. No entanto, esta escolha não se poderá basear única e exclusivamente nas suas propriedades mecânicas, mas também na sua durabilidade natural, sobretudo em casos em que, a madeira estará continuamente exposta ao ar. Se bem que, hoje em dia, este inconveniente possa ser ultrapassado, mediante, um tratamento prévio das madeiras, tendo em vista a sua preservação. Assim como a retratilidade, as propriedades mecânicas variam de acordo com as direções principais da madeira (longitudinal, radial e tangencial).

As características mecânicas do material lenhoso estão intimamente ligadas com as suas propriedades ortotrópicas e também com a sua heterogeneidade e capacidade de absorção da água, de acordo com a sua estrutura anatómica.

Os feixes fibrosos, são os principais elementos responsáveis pela resistência da madeira, conferindo ao lenho, compacidade e rigidez, e se as fibras são longas, os tecidos apresentam-se coesos, oferecendo maior resistência à flexão [14].

Assim compreende-se, que o comportamento estrutural da madeira dependa do tipo de solicitação, nomeadamente, da sua grandeza, duração e direção. Este último é mesmo um fator preponderante, pois verificam-se grandes diferenças de valores de resistência para solicitações no sentido paralelo e perpendicular às fibras.

A caracterização mecânica da madeira implica pois o seu estudo em duas direções principais, traduzidas em termos de coesão axial (que se reporta a tensões dispostas no sentido paralelo às fibras, como a compressão paralela, tração paralela, flexão) e coesão transversal (que se reporta a tensões dispostas no sentido perpendicular às fibras, como a compressão perpendicular, tração perpendicular, torção, corte e fendimento) [14].

2.2.5.1. Resistência à Compressão Paralela as Fibras ou Axial

A madeira quando solicitada à compressão na direção das fibras, revela valores de resistência que variam entre 16 a 34 MPa. Esta resistência é cerca de 40% da resistência à tração paralela às fibras [15].

O comportamento à compressão é quase linear até ao valor máximo de resistência, contudo a rotura é dúctil (Figura 2.11), ocorrendo por encurvadura de algumas fibras que originam um plano de corte [14].

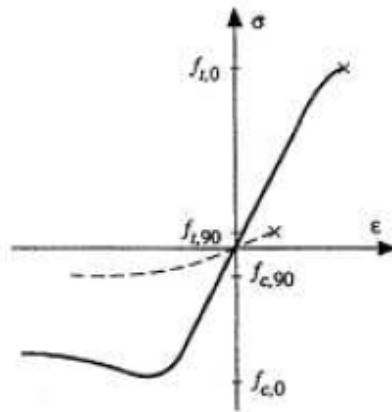


Figura 2.11 - Curva tensão – extensão, em madeira isenta de defeitos, na direção das fibras (contínuo) e na direção perpendicular às fibras (tracejado) [14].

A solicitação de compressão no sentido axial provoca a separação das fibras longitudinais, diminuindo assim a coesão do elemento estrutural, e consequentemente, a sua resistência global.

2.2.5.2. Resistência à Compressão Perpendicular às Fibras

No caso de solicitação normal ou perpendicular às fibras, a madeira apresenta resistências menores que na compressão paralela, pois a força é aplicada na direção normal ao comprimento das células, direção na qual possuem baixa resistência. Os valores de resistência à compressão normal às fibras são da ordem dos 20% [15] dos valores de resistência à compressão paralela.

A compressão pode ser também inclinada em relação às fibras da madeira, a NBR 7190:1997 especifica o modelo de Hankinson para estimativa dos valores intermédios de resistência.

$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2 \theta + f_{c90} \cdot \cos^2 \theta} \quad (2.6)$$

sendo f_{c0} a resistência à compressão paralela às fibras, f_{c90} a resistência à compressão perpendicular às fibras e θ o ângulo da força em relação às fibras da madeira.

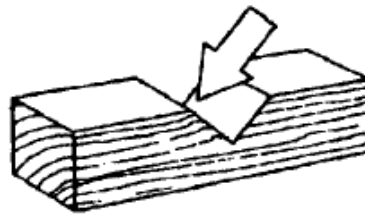


Figura 2.12 - Compressão inclinada em relação às fibras [5].

2.2.5.3. Resistência à Tração Paralela às Fibras ou Axial

Dada a natureza da estrutura fibro-anatómica da madeira, verifica-se que a sua resistência à tração no sentido paralelo às fibras, ou axial, é bastante elevada, quando comparada com a resistência a outros

esforços, nomeadamente à compressão axial. A resistência à tração axial pode ser até 3 vezes superior à resistência à compressão axial, para peças livres de defeitos [16].

Isto deve-se porque a solicitação de tração, no sentido axial, provoca a aproximação das fibras, contribuindo para o aumento da coesão e aderência da peça de madeira.

2.2.5.4. Resistência à Tração Perpendicular às Fibras

Conforme já foi referido, verifica-se que as fibras se dispõem preferencialmente no sentido longitudinal do tronco da árvore, sendo que no sentido transversal estas são escassas. Este facto condiciona bastante a resistência do elemento estrutural de madeira nesta direção, devido à falta de travação entre as fibras longitudinais e a debilidade das ligações intercelulares transversais.

A resistência à tração na direção perpendicular às fibras é muito reduzida. Na prática, e pensando em estruturas correntes, esta solicitação é crítica unicamente em peças de diretriz curva (arcos, vigas curvas, etc.).

Quanto maior é o volume da peça submetida à tração menor é a tensão resistente, dado haver maiores probabilidades de existir defeitos que conduzam a uma falha local, e consequentemente, à rotura da peça. A resistência à tração normal não se relaciona com a massa volúmica, dado que esta não condiciona a aderência entre as fibras da peça de madeira [16].

Em ambos os casos, tração paralela e perpendicular às fibras, a rotura ocorre com baixos valores de deformação, sendo caracterizada como frágil.

2.2.5.5. Resistência à Flexão

A madeira é um material que possui elevada resistência à flexão, atingindo valores próximos dos verificados para a sua resistência à tração paralela às fibras.

O módulo de elasticidade à flexão estática na direção do fio é uma propriedade muito importante na análise estrutural, constituindo-se como um indicador ou medida da flexibilidade ou rigidez de um material. Define-se um material frágil, como um material cuja rotura se dá quando se atinge o limite de proporcionalidade, sem se verificar a ocorrência prévia de deformações que indiciem essa situação. Nos casos em que tal não sucede, considera-se que os materiais têm comportamento flexível [14].

Esta informação é bastante importante para o cálculo de estruturas, dada à alta correlação existente entre o valor do módulo de elasticidade à flexão e a tensão instalada no elemento solicitado, e entre a massa volúmica e a resistência mecânica da madeira submetida a esforços axiais.

2.2.5.6. Resistência ao Fendimento

O fendimento é uma característica típica dos materiais fibrosos, como é o caso da madeira. O fendimento é uma propriedade que pretende traduzir a coesão ou resistência da madeira ao descolamento entre as fibras, provocado por um esforço de tração transversal em apenas uma das superfícies. Tal como a tração normal às fibras, o fendimento é uma solicitação que, sempre que possível, deve ser evitada nas estruturas de madeira.

2.2.5.7. Resistência ao Corte

O corte na madeira pode ocorrer sob três formas. Sendo a primeira quando a ação é perpendicular às fibras (Figura 2.13, a), porém este tipo de solicitação não é crítico, pois, antes de romper por corte, a peça apresentará problemas de esmagamento por compressão normal. As outras duas formas de corte ocorrem com a força aplicada no sentido longitudinal às fibras (corte horizontal) e a força aplicada perpendicular às linhas dos anéis de crescimento (corte por rotação).

O caso mais crítico é o corte horizontal onde há rotura por escorregamento entre as células da madeira.

Na Figura 2.13 - b é ilustrada a tendência das células da madeira se separarem e escorregarem longitudinalmente. Na Figura 2.13 - c é representado o corte por rotação, onde as células da madeira têm tendência a rolar umas sobre as outras de forma transversal em relação ao eixo longitudinal.

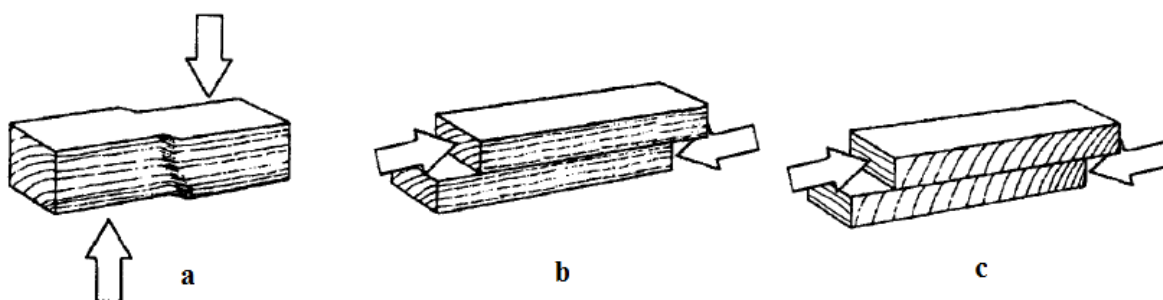


Figura 2.13 - Corte na madeira [5].

2.2.5.8. Outras Propriedades Mecânicas

Dureza

A dureza é uma característica mecânica que traduz a resistência do material no que diz respeito à sua penetração, risco e desgaste. A dureza é um parâmetro com interesse em apurar, pois relaciona-se com a densidade e “trabalhabilidade” da madeira, e também porque permite realizar uma seleção adequada da espécie de madeira em função da sua finalidade (por exemplo, madeiras a aplicar em pavimentos deverão ter um índice de desgaste superficial baixo e logo uma dureza elevada). As madeiras são normalmente designadas, em termos de dureza, como brandas, medianamente duras e duras.

Resistência à fadiga

A resistência à fadiga é medida através da submissão, durante um certo tempo, a cargas alternadas (tração/compressão), ou vibrações.

Carvalho, 1997 [11], apresenta um conjunto de considerações baseadas em dados experimentais, as quais se expõem:

- O quociente entre a resistência à fadiga e a resistência à flexão estática é, em média, da ordem de 1/3;
- A cota de fadiga (quociente entre a resistência à fadiga e a densidade) da madeira é da ordem de 6 a 7, enquanto para o alumínio é de 5 e de 2 a 3, para alguns aços especiais;
- O teor em água tem grande influência no valor da resistência à fadiga, sendo que para cada diminuição de 1% do seu valor, se verifica uma redução de cerca de 3 a 4% do valor da resistência à fadiga.

Fluência

A resistência a cargas de longa duração ou fluência corresponde à deformação ou perda de resistência de um elemento estrutural, quando sujeito a cargas prolongadas superiores ao limite de elasticidade do material. Submetidas a cargas prolongadas, as peças de madeira sofrem, através do tempo, deformações progressivas que podem ocasionar roturas, mesmo sob cargas inferiores à tensão limite de resistência determinada em ensaios [14].

Todo e qualquer material, quando solicitado prolongadamente por cargas superiores à do respetivo limite de elasticidade, pode atingir a chamada fase plástica, tornando-se um material frágil. O processo final das deformações é caracterizado pela existência de duas componentes – uma elástica e outra plástica –, cujos níveis de intervenção dependem do tempo de atuação duma carga. Se esta for exercida rapidamente, a componente plástica não intervirá, e a deformação será predominantemente elástica, o que se traduzirá em maior resistência. Se, pelo contrário, a carga for prolongada e, portanto, a componente plástica se sobrepuser à componente elástica, a deformação da peça progredirá continuamente, passando a rotura da madeira a estar dependente da sua resistência plástica [7]. Na verdade, as peças das estruturas deverão ser dimensionadas para trabalhar em regime de deformações elásticas do material, ou seja, sob tensões inferiores ao limite de proporcionalidade, por forma a evitarem fenómenos de fluência [14].

O teor em água da madeira tem grande influência no coeficiente de fluência (quociente entre a deformação por fluência e deformação instantânea), sendo que para madeiras com maiores teores em água ou sujeitas a ciclos de humedificação/secagem, o seu valor é bastante superior.

Deste modo, a prevenção ou diminuição do impacto da fluência na resistência global de elementos estruturais de madeira pode ser garantida, se forem tomadas uma série de medidas previamente à sua aplicação [10]:

- Garantir que o elemento estrutural não está sujeito a grandes variações térmicas e higrométricas;
- Aplicação dos elementos estruturais devidamente estabilizados, em termos de percentagem de humidade;
- Sobrestimar as cargas atuantes sobre a estrutura ou subestimar o valor do módulo de elasticidade, para efeitos de dimensionamento, de forma a impedir que o elemento estrutural entre em regime plástico;
- Emprego de contra flechas.

3

NORMA NBR 7190:1997 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

3.1. INTRODUÇÃO

A norma NBR 7190:1997 fixa as condições gerais que devem ser seguidas no projeto, execução e no controle das estruturas correntes de madeira, tais como pontes, coberturas, pisos e cimbres. Além das regras desta norma, o projeto deve ainda obedecer a outras normas especiais e a exigências peculiares aplicadas a cada caso particular.

A NBR 7190:1997 está organizada em 10 capítulos:

1. Objetivo;
2. Referências normativas;
3. Generalidades;
4. Hipóteses básicas de segurança;
5. Ações;
6. Propriedades das madeiras;
7. Dimensionamento - Estados limites últimos;
8. Ligações;
9. Dimensionamento - Estados limites de utilização;
10. Disposições construtivas.

3.2. HIPÓTESES BÁSICAS DE SEGURANÇA

A norma brasileira, NBR 7190:1997, faz a seguinte caracterização quanto aos estados limites: "estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção". Considerando assim, duas situações: estados limites últimos e estados limites de utilização.

O estado limite último considera a perda das funções da estrutura, seja essa perda parcial, ou total, em função de falhas como:

- a) perda de equilíbrio;
- b) rotura ou deformação plástica;
- c) transformação da estrutura num sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica (ressonância).

O estado limite de utilização representa situações de comprometimento da durabilidade da construção ou do não respeito da condição de uso desejada, devido a:

- a) deformações excessivas;
- b) vibrações.

3.3. AÇÕES

As ações são classificadas pela norma como as causas que produzem esforços e deformações nas estruturas, definindo-as como:

- *Ações permanentes*: ocorrem com valores constantes ou de pequena variação, durante praticamente toda a vida da construção;
- *Ações variáveis*: ocorrem com valores cuja variação é significativa durante a vida da construção;
- *Ações excepcionais*: têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

3.3.1. CLASSES DE CARREGAMENTO

Um carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea.

Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A classe de carregamento de qualquer combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável tomada como a ação variável principal na combinação considerada [17].

As classes de carregamento, segundo a NBR 7190:1997, estão especificadas na seguinte na tabela (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Classes de carregamento

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	mais de seis meses
Média duração	Média duração	uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	menos de uma semana
Duração instantânea	Duração instantânea	muito curta

3.3.2. VALORES REPRESENTATIVOS DAS AÇÕES

São estabelecidas as seguintes considerações para os valores representativos das ações:

- Valores característicos das ações variáveis (F_k)*: definidos pelas diversas normas brasileiras específicas, entende-se que F_k seja o valor característico superior;
- Valores característicos dos pesos próprios (G_k)*: são calculados com as dimensões nominais das peças considerando o valor médio do peso específico do material para uma humidade de 12%;

- c) *Valores característicos de outras ações permanentes (G_m)*: são ações permanentes que não o peso próprio da estrutura. Podem ser definidos dois valores, o valor característico superior $G_{k,sup}$, maior que o valor médio G_m , e o valor característico inferior $G_{k,inf}$, menor que o valor médio G_m . Em geral, no projeto é considerado apenas o valor característico superior $G_{k,sup}$. O valor característico inferior $G_{k,inf}$ é considerado apenas nos casos em que a segurança diminui com a redução da ação permanente aplicada, como é o caso de quando a ação permanente tem um efeito estabilizante.
- d) *Valores reduzidos de combinação ($\psi_0 \cdot F_k$)*: são usados nas condições de segurança relativas a estados limites últimos, quando existem ações variáveis de diferentes naturezas. Uma das ações é considerada integralmente, as demais são reduzidas. Usando os valores $\psi_0 \cdot F_k$ tem-se em consideração que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ações características de naturezas diferentes, ambas com seus valores característicos. Então, em cada combinação de ações, uma ação característica variável é considerada como a principal, entrando com seu valor característico F_k , e as demais ações variáveis de diferentes naturezas entram com os seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 \cdot F_k$.
- e) *Valores reduzidos de utilização ($\psi_1 \cdot F_k$ e $\psi_2 \cdot F_k$)*: na verificação da segurança relativa a estados limites de utilização, as ações variáveis são consideradas com valores correspondentes às condições de serviço, empregando-se os valores frequentes, ou de média duração, calculados por $\psi_1 \cdot F_k$ e os valores quase permanentes, ou de longa duração, calculados pela expressão $\psi_2 \cdot F_k$.

A seguinte tabela apresenta os valores estabelecidos para os fatores de combinação (ψ_i), a serem usados no cálculo das ações.

Tabela 3.2 - Fatores de combinação e de utilização (ψ_i), conforme a NBR 7190:1997

Ações em estruturas correntes	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,6	0,5	0,3
Pressão dinâmica do vento.	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,4	0,3	0,2
Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2*
Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2*
Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4*

*Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.

3.3.3. VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES

Os valores de cálculo, F_d , das ações, são obtidos a partir dos valores representativos das ações, referidos anteriormente em 3.3.2., multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

Quando se consideram os estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação das ações são considerados com o valor $\gamma_f = 1,0$, salvo exigência do contrário, expressa em norma especial.

Estados limites últimos

- *Ações permanentes*

Para as ações permanentes de pequena variabilidade, como é o exemplo do peso próprio, adotam-se os coeficientes indicados na Tabela 3.3. Considera-se como de pequena variabilidade a madeira, classificada estruturalmente, cujo peso específico tenha coeficiente de variação não superior a 10%.

A NBR 7190:1997 faz seguidamente referência a ações permanentes de grande variabilidade e a ações permanentes indiretas. Para as primeiras, e quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes, adotam-se os valores da Tabela 3.4. Para as ações permanentes indiretas, como são os casos dos efeitos de assentamentos de apoio e de retração dos materiais, adotam-se os coeficientes indicados na Tabela 3.5.

Tabela 3.3 - Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade (γ_g)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,3	1,0
Especiais ou de Construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,1	1,0

Tabela 3.4 - Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade (γ_g)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,4	0,9
Especiais ou de Construção	1,3	0,9
Excepcionais	1,2	0,9

Tabela 3.5 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (γ_ϵ)

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,2	0
Especiais ou de Construção	1,2	0
Excepcionais	0	0

- *Ações variáveis*

Os coeficientes de ponderação, γ_Q , das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura.

As parcelas de ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações. Também as ações variáveis que tenham parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não possam atuar separadamente, devem ser consideradas conjuntamente como uma ação única. Na Tabela 3.6 estão expressos os coeficientes de ponderação, γ_Q , que figuram nas combinações últimas.

Tabela 3.6 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis (γ_Q)

Combinações	Ações variáveis em geral incluídas as solicitações acidentais móveis (γ_Q)	Efeitos da temperatura (γ_ϵ)
Normais	1,4	1,2
Especiais ou de Construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

3.3.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Em estados limites últimos, os formatos de combinações correspondem a ações combinadas segundo a sua natureza. Assim a NBR 7190:1997 apresenta combinações para ações normais, especiais e de construção.

3.3.4.1. Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right] \quad (3.1)$$

Onde $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal num determinado caso de carregamento, $\psi_{0j} \times F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis consideradas secundárias e ψ_{0j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das ações variáveis.

Tendo em vista que a condição de segurança é para uma situação duradoura, portanto classe de carregamentos de longa duração, e que a resistência de projeto leva em conta um longo tempo de atuação da solicitação, as ações variáveis de curta duração, $F_{Q1,k}$, como é o exemplo do vento, deverão ser reduzidas por um fator de valor 0,75.

3.3.4.2. Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \times F_{Qj,k} \right] \quad (3.2)$$

$\psi_{0j,ef}$ tem o mesmo valor do fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal $F_{Q1,k}$ tiver um tempo de atuação muito reduzido, nesse caso $\psi_{0j,ef}$ pode ser considerado igual a ψ_2 .

3.3.5. COMBINAÇÃO PARA ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

3.3.5.1. Combinação de longa duração

As combinações de longa duração são as utilizadas quando o uso previsto para a estrutura permite deformações máximas normativas. Para estas combinações, todas as ações variáveis atuam com os valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (3.3)$$

3.3.5.2. Combinação de média duração

As combinações de média duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer limites de deformações menores que os máximos normativos. Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor correspondente à classe de média duração e as demais ações variáveis atuam com os valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \times F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (3.4)$$

3.3.5.3. Combinações de curta duração

As combinações de curta duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer valores baixos de deformação. Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor característico e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de média duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \times F_{Qj,k} \quad (3.5)$$

3.3.5.4. Combinações de duração instantânea

As combinações de duração instantânea consideram a existência de uma ação variável especial que pertence à classe de duração imediata. As demais ações variáveis são consideradas com valores que

efetivamente possam existir simultaneamente com a carga especialmente definida para esta combinação. Na falta de outro critério, as demais ações podem ser consideradas com seus valores de longa duração. Estas combinações são expressas por:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q,esp} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (3.6)$$

3.4. PROPRIEDADES DAS MADEIRAS

A norma NBR 7190:1997 adota como condição padrão de referência a classe 1 de humidade, ou seja, humidade de equilíbrio igual a 12%.

Qualquer resistência ou rigidez no intervalo de 10% a 20% podem ser corrigidas para a humidade padrão através das expressões:

- **Resistência** $f_{12\%} = f_{u\%} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (U\% - 12)}{100} \right]$ (3.7)

- **Elasticidade** $E_{12\%} = E_{u\%} \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot (U\% - 12)}{100} \right]$ (3.8)

A NBR 7190:1997 convencionou também que o Ponto de Saturação das Fibras (PSF) ocorre para um teor de humidade de 20%. Com base nesta condição, para fins de correção da resistência e do módulo de elasticidade, o teor de humidade da madeira, que se encontre em estado verde, pode ser admitido como 20%.

3.4.1. CARACTERIZAÇÃO SIMPLIFICADA DA RESISTÊNCIA DA MADEIRA SERRADA

Na falta de ensaios experimentais específicos para obtenção de valores de resistência mais precisos, podem ser usadas as relações entre resistências abaixo indicadas, definindo-se assim uma caracterização simplificada, conforme indicado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Relações entre resistências: Caracterização simplificada

$\frac{f_{c0,k}}{f_{t0,k}}$	$\frac{f_{tM,k}}{f_{t0,k}}$	$\frac{f_{c90,k}}{f_{c0,k}}$	$\frac{f_{e0,k}}{f_{c0,k}}$	$\frac{f_{e90,k}}{f_{c0,k}}$	$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}}$ (Coníferas ou Resinosas)	$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}}$ (Dicotiledôneas ou Folhosas)
0,77	1,0	0,25	1,0	0,25	0,15	0,12

em que:

$f_{c0,k}$ é a resistência à compressão paralela às fibras;

$f_{c90,k}$ é a resistência à compressão normal às fibras;

$f_{t0,k}$ é a resistência à tração paralela às fibras;

$f_{tM,k}$ é a resistência à tração na flexão;

$f_{e0,k}$ é a resistência de embutimento paralelo às fibras;

$f_{e90,k}$ é a resistência de embutimento normal às fibras;

$f_{v0,k}$ é a resistência ao corte na presença de tensões tangenciais paralelas às fibras.

3.4.2. CLASSES DE RESISTÊNCIA

A madeira passa a ser considerada por classes de resistência, onde cada classe representa um conjunto de espécies cujas características podem ser consideradas iguais. São definidos dois grupos básicos: o das Coníferas, ou em português de Portugal, Resinosas e o das Dicotiledôneas, ou Folhosas, cujos valores representativos são mostrados na Tabela 3.8 e na Tabela 3.9, respetivamente.

Tabela 3.8 - Classe de resistência das Coníferas ou Resinosas

Coníferas ou Resinosas					
(valores na condição padrão de referência, humidade de 12%)					
Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{básica,m}$ (Kg/m ³)	$\rho_{aparente}$ (Kg/m ³)
C 20	20	4	3500	400	500
C 25	25	5	8500	450	550
C 30	30	6	14500	500	600

Tabela 3.9 - Classe de resistência das Dicotiledôneas ou Folhosas

Dicotiledôneas ou Folhosas					
(valores na condição padrão de referência, humidade de 12%)					
Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{básica,m}$ (Kg/m ³)	$\rho_{aparente}$ (Kg/m ³)
C 20	20	4	9500	500	650
C 30	30	5	14500	650	800
C 40	40	6	19500	750	950
C 60	60	8	24500	800	1000

As densidades (ρ) estão definidas no capítulo anterior em 2.2.4.2.

3.4.3. VALORES REPRESENTATIVOS

3.4.3.1. Valores Característicos (X_k)

As propriedades mecânicas da madeira podem ser usadas em projeto com valores característicos ou médios. Sendo a propriedade representada por X , a resistência ou rigidez, os valores representativos são o valor médio (X_m) e o valor característico (X_k). Sendo que o valor $X_{k,inf}$, tem 5% de probabilidade de não ser ultrapassado e $X_{k,sup}$ tem 5% de probabilidade de ser ultrapassado. Para a resistência e rigidez, usa-se, de modo geral, o $X_k = X_{k,inf}$.

A obtenção da resistência característica f_k com base no valor médio f_m pode ser feita a partir de uma distribuição de probabilidades do tipo normal, com coeficientes de variação δ , por relações estatísticas.

$$f_{k,12} = f_{m,12} \times (1 - 1,645 \times \delta) \quad (3.7)$$

Para a resistência a esforços normais (compressão, tração e embutimento) $\delta = 18\%$ e a relação é dada por:

$$f_{k,12} = f_{m,12} \times (1 - 1,645 \times 0,18) = 0,7 f_{m,12} \quad (3.8)$$

para a resistência a esforços tangenciais (corte) $\delta = 28\%$, sendo a relação dada por:

$$f_{k,12} = f_{m,12} \times (1 - 1,645 \times 0,28) = 0,54 f_{m,12} \quad (3.9)$$

3.4.3.2. Valores de cálculo (X_d):

O valor de cálculo X_d de uma propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico X_k , pela expressão:

$$X_d = k_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (3.10)$$

Coefficientes de modificação (k_{mod})

O coeficientes de modificação, k_{mod} , afeta os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de humidade admitida, e do eventual emprego de madeira de 2ª qualidade. O coeficiente de modificação, k_{mod} , é formado pelo produto:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (3.11)$$

sendo,

$k_{mod,1}$: classe de carregamento e tipo de material;

$k_{mod,2}$: classe de humidade e tipo de material;

$k_{mod,3}$: tipo de madeira - 1ª ou 2ª categoria.

A condição de madeira de primeira categoria somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normalizado, e também submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser usado. Não se permitindo classificar as madeiras como de primeira categoria apenas por meio de método visual de classificação.

Para o cálculo do módulo de elasticidade, utiliza-se o valor efetivo, calculado por:

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{c0,m} \quad (3.12)$$

As seguintes tabelas fornecem os diferentes valores de k_{mod} .

Tabela 3.10 - Valores de $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada, madeira laminada colada, madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,6	0,3
Longa duração	0,7	0,45
Média duração	0,8	0,65
Curta duração	0,9	0,9
Instantânea	1,1	1,1

Tabela 3.11 - Valores de $k_{mod,2}$

Classes de humidade	Madeira serrada, madeira laminada colada, madeira compensada	Madeira recomposta	Madeira serrada submersa
(1) e (2)	1,0	1,0	0,65
(3) e (4)	0,8	0,9	0,65

Tabela 3.12 - Valores de $k_{mod,3}$

Coníferas ou Resinosas	0,8
Dicotiledôneas ou Folhosas de 1ª categoria	1
Peças de 2ª categoria	0,8
Madeira laminada colada - peças retas	1
Madeira laminada - peças curvas	$1 - 2000 \times \left(\frac{t}{r}\right)$

(*) t é a espessura das lâminas e r é o menor raio de curvatura das lâminas

Coefficientes de minoração da resistência para estados limites últimos (γ_w):

$$\gamma_{wc} = 1,4;$$

$$\gamma_{wt} = 1,8;$$

$$\gamma_{wv} = 1,8.$$

Em que:

γ_{wc} É o coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras;

γ_{wt} É o coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de tração paralela às fibras;

γ_{wv} É o coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de corte paralelo às fibras.

Classes de humidade

A seguinte tabela (Tabela 3.13) fornece a classificação das classes de humidade definidas pela NBR 7190:1997.

Tabela 3.13 - Classes de humidade

Classes de humidade	Humidade relativa do ambiente (U_{amb})	Humidade de equilíbrio da madeira (U_{eq})
1	$\leq 65\%$	0,12
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	0,15
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	0,18
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

3.5. PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

3.5.1. PEÇAS TRACIONADAS

As peças de madeira submetidas a um esforço axial de tração apresentam rotura frágil, sem a ocorrência de valores significativos de deformações antes da sua rotura. Nas estruturas, a tração paralela às fibras ocorre principalmente nas treliças e nos tirantes de madeira.

Estados Limites Últimos

Nas barras tracionadas axialmente, os estados limites últimos configuram-se por rotura das fibras na secção reduzida, ou na secção bruta quando não houver furos.

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{t,d} \quad (3.13)$$

Sendo $f_{t,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{tk}}{1,8}$

Estados Limites de Utilização

Além das verificações das deformações da estrutura completa, recomenda-se limitar a esbeltez da peça tracionada correspondente ao comprimento máximo, de 50 vezes a menor dimensão da secção transversal.

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{i} = \frac{50t}{t/\sqrt{12}} = 50\sqrt{12} \approx 173 \quad (3.14)$$

Evita-se, com esta limitação, o aparecimento de vibrações excessivas em consequência de ações transversais não previstas no dimensionamento da barra.

3.5.2. PEÇAS COMPRIMIDAS

As peças comprimidas apresentam uma condição adicional correspondente à estabilidade. Os estados limites para peças axialmente comprimidas referem-se à rotura pelo esmagamento das fibras ou devido a efeitos de segunda ordem, no caso de barras esbeltas ou semi-esbeltas.

Peças curtas: $\lambda \leq 40$

Uma peça é designada de curta quando apresenta um índice de esbelteza menor ou igual a 40. A forma de rotura caracteriza-se pelo esmagamento da madeira e a condição de segurança que a NBR 7190:1997 expõe é:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A_w} \leq f_{c0,d} \quad (3.15)$$

O índice de esbelteza de uma barra comprimida é definido por,

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} \quad (3.16)$$

onde λ é o índice de esbelteza; L_0 é o comprimento de encurvadura e i_{\min} o raio de giração mínimo.

Segundo a NBR 7190:1997 o comprimento de encurvadura assume apenas 2 valores, igual a L ou $2L$. Para peças de comprimento efetivo L encastradas numa extremidade e livre na outra, adota-se $L_0 = 2L$. Para peças de comprimento efetivo L em que ambas as extremidades sejam indeslocáveis por flexão, adotasse $L_0 = L$, não se considerando qualquer redução em virtude da eventual continuidade estrutural da peça.

Resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira

É permitido ignorar a influência da inclinação α das tensões normais em relação às fibras da madeira até um ângulo $\theta = 6^\circ$ ($\arctg\theta = 0,10$). Para maiores inclinações será necessário considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, já referida no capítulo anterior, expressa por:

$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2\theta + f_{c90} \cdot \cos^2\theta} \quad (2.6)$$

apresentado a NBR 7190:1997 algumas relações entre f_{c0} e f_{c90} :

- $f_{c90,d} = 0,25f_{c0,d} \cdot \alpha_n$
- $f_{v0,d} = 0,12f_{c0,d}$ para Coníferas ou Resinosas
- $f_{v0,d} = 0,10f_{c0,d}$ para Dicotiledôneas ou Folhosas

Tabela 3.14 - Valores de α_n

Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

O coeficiente α_n indicado nas relações entre f_{c0} e f_{c90} é igual a 1 no caso de a extensão da carga, medida na direção das fibras, ser maior ou igual a 15 cm. Quando essa extensão for menor que 15 cm, esse coeficiente é fornecido pela tabela anterior (Tabela 3.14).

Peças semi-esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$

A forma de rotura das peças semi-esbeltas, ou medianamente esbeltas, pode ocorrer pelo esmagamento da madeira ou por flexão decorrente da perda de estabilidade.

A NBR 7190:1997 não considera, para peças medianamente esbeltas, a verificação de compressão simples, sendo exigida a verificação de flexão composta com compressão no elemento, mesmo para carga de projeto centrada. É um critério que estabelece a consideração de possíveis excentricidades na estrutura, não previstas no projeto.

Considera-se atendida a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade, se no ponto mais comprimido da seção transversal for respeitada a condição fornecida pela expressão (3.18), aplicada isoladamente para os planos de rigidez mínima e de rigidez máxima da peça, dispensando-se esta verificação quando o correspondente índice de esbeltez $\lambda = L_0/i_{\text{correspondente}} \leq 40$.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (3.18)$$

Nesta verificação, consideram-se:

σ_{Nd} valor de cálculo da tensão de compressão devida à força de compressão;

σ_{Md} valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão:

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{W} \quad (3.19)$$

com $M_d = N_d \times e_d$.

Em que $e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$, sendo e_1 a excentricidade de primeira ordem, expressa por $e_1 = e_i + e_a$ e a excentricidade inicial (e_i) é o coeficiente entre o momento de primeira ordem e a força normal de compressão, $e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \geq \frac{h}{30}$, e_a é uma excentricidade accidental relativa às imperfeições geométricas da barra com valor máximo dado por $e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30}$. Sendo h a altura da seção transversal na direção referente ao plano de verificação. F_E é a carga crítica de Euler expressa por,

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} \cdot I}{L_0^2} \quad (3.20)$$

Peças esbeltas: $80 < \lambda \leq 140$

Para as peças esbeltas, definidas pelo índice de esbelteza, $\lambda > 80$, não se permitindo valor maior que 140, a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade impõe a relação,

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (3.21)$$

Em que, nesta verificação, a tensão devida ao momento é calculada da mesma forma que nas peças semi-esbeltas, vindo apenas o valor de e_1 substituído por $e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c$, onde e_c é a excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira, expressa por:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\} \quad (3.22)$$

Impondo-se que $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$.

N_{gk} e N_{qk} são os valores característicos da força axial, devidos às cargas permanentes e variáveis, respetivamente. Com ψ_1 e ψ_2 representados na Tabela 3.2, e $e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$, sendo $M_{1g,d}$ o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes.

O coeficiente de fluência ϕ é dado pela seguinte tabela (tabela 3.15).

Tabela 3.15 - Coeficiente de fluência ϕ

Classes de carregamento	Classes de humidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

3.5.3. PEÇAS FLETIDAS

3.5.3.1. Flexão Simples

Para as peças fletidas, considera-se o vão teórico (L) como o menor dos seguintes valores:

- distância entre eixos dos apoios;
- o vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça a meio vão, não se considerando um acréscimo maior que 10 cm.

Nas barras submetidas a momento fletor cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente, a segurança fica garantida pela verificação simultânea das seguintes condições,

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{cd} \quad (3.23)$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{td} \quad (3.24)$$

onde f_{cd} e f_{td} são respetivamente, as resistências à compressão e à tração; $\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ são as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimida e mais tracionada da seção transversal considerada.

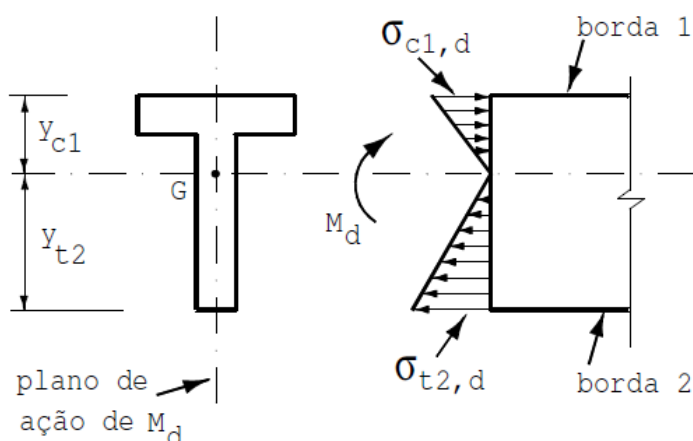


Figura 3.1 - Tensões atuantes numa peça de secção T [17].

3.5.3.2. Flexão Desviada

Nas secções submetidas a momento fletor cujo plano de ação não contém nenhum dos seus eixos principais de inércia, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas seguintes condições, tanto em relação às tensões de tração quanto às de compressão.

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (3.25)$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (3.26)$$

$\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais de inércia; f_{wd} é a respetiva resistência de cálculo, de tração ou de compressão, conforme a borda verificada, e o coeficiente de forma k_M , tem os seguintes valores:

- secção retangular: $k_M = 0,5$
- outras secções transversais: $k_M = 1,0$

3.5.3.3. Flexão Composta

Flexão composta com tração

Nas barras submetidas à flexão composta com tração, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das seguintes expressões, aplicadas no ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{to,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{to,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{to,d}} \leq 1 \quad (3.27)$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{to,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{to,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{to,d}} \leq 1 \quad (3.28)$$

$\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de tração.

Flexão composta com compressão

A condição de segurança relativa à resistência das secções transversais submetidas à flexão composta com compressão é expressa pela mais rigorosa das duas seguintes expressões, aplicadas no ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad (3.29)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} \right)^2 + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad (3.30)$$

$\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões de cálculo causadas pelos momentos flectores, considerando o efeito de 2ª ordem de peças semi-esbeltas e esbeltas.

Salientando-se ainda que para além destas condições impostas para a flexão composta, é necessário verificar as condições expressas nos pontos anteriores, como é o caso da verificação ao esmagamento ou a perda de estabilidade de peças comprimidas.

3.5.4. ESTABILIDADE LATERAL DE VIGAS DE SECÇÃO RETANGULAR

Dispensa-se a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral quando forem satisfeitas as seguintes condições:

- os apoios de extremidade da viga impedem a rotação das suas secções extremas em torno do eixo longitudinal da peça;
- existe um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados entre si de uma distância não maior que L_1 , que também impedem a rotação dessas secções transversais em torno do eixo longitudinal da peça;
- para as vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h medida no plano de atuação do carregamento, em que,

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad (3.31)$$

onde o coeficiente,

$$\beta_M = \frac{1}{0,26\pi} \frac{\beta_E}{\gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}} \quad (3.32)$$

Para $\gamma_f = 1,4$ e para o coeficiente de correção $\beta_E = 4$, a norma indica os valores de β_M dados na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 - Coeficiente de correção β_M

$\frac{h}{b}$	β_M
1	6,0
2	8,8
3	12,3
4	15,9
5	19,5
6	23,1
7	26,7
8	30,3
9	34,0
10	37,6
11	41,2
12	44,8
13	48,5
14	52,1
15	55,8

16	59,4
17	63,0
18	66,7
19	70,3
20	74,0

Para as peças em que,

$$\frac{L_1}{b} > \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad (3.33)$$

também se dispensa a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral, desde que sejam satisfeitas as exigências de flexão simples dispostas em 3.5.3.1., com

$$\sigma_{c1,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right) \beta_M} \quad (3.34)$$

3.5.5. SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

3.5.5.1. Corte longitudinal em vigas

Nas vigas submetidas à flexão com força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é expressa por,

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (3.35)$$

onde τ_d é a tensão máxima de corte que atua no ponto mais solicitado da peça.

Em vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h , tem-se,

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b \cdot h} \quad (3.36)$$

Na falta de determinação experimental específica, admite-se:

- Coníferas ou Resinosas: $f_{v0,d} = 0,12 f_{c0,d}$
- Dicotiledóneas ou Folhosas : $f_{v0,d} = 0,10 f_{c0,d}$

3.5.5.2. Cargas concentradas junto aos apoios diretos

Nas vigas de altura h que recebem cargas concentradas, que produzem tensões de compressão nos planos longitudinais, a uma distância $a \leq 2h$ do eixo do apoio, o cálculo das tensões de corte pode ser feito com uma força cortante reduzida de valor,

$$V_{red} = V \frac{a}{2h} \quad (3.37)$$

3.5.5.3. Torção

Recomenda-se evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, em virtude do risco de rotura por tração normal às fibras, decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

Quando o equilíbrio do sistema estrutural depender dos esforços de torção (torção de equilíbrio), deve-se respeitar a condição,

$$\tau_{T,d} \leq f_{v0,d} \quad (3.38)$$

calculando-se $\tau_{T,d}$ pelas expressões da Teoria da Elasticidade.

3.6. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser feita por condições do tipo,

$$S_{d,uti} \leq S_{lim} \quad (3.39)$$

onde:

S_{lim} é o valor limite fixado para o efeito estrutural que determina o aparecimento do estado limite considerado;

$S_{d,uti}$ são os valores desses mesmos efeitos, decorrentes da aplicação das ações estabelecidas para a verificação, calculados com a hipótese de comportamento elástico linear da estrutura.

3.6.1. CONSTRUÇÕES CORRENTES

Nas construções correntes, as verificações da segurança em relação aos estados limites de utilização são feitas admitindo-se apenas os carregamentos usuais, correspondentes às combinações de longa duração, expressas em 3.3.5.1.

$$F_{d,ult} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (3.3)$$

Deformações limites para as construções correntes

Deve ser verificada a segurança em relação a deformações excessivas que possam afetar a utilização normal da construção ou o seu aspeto estético. A flecha efetiva u_{ef} , determinada pela soma das parcelas devidas às cargas permanentes u_G e às cargas variáveis u_Q , não pode superar o valor de $L/200$ no vão, ou $L/100$ para consolas.

As flechas devidas a ações permanentes podem ser parcialmente compensadas por contra-flechas u_0 . Neste caso, na verificação das deformações, as flechas devidas a ações permanentes podem ser reduzidas de u_0 , até um máximo de $\frac{2}{3} \times u_G$, como mostra na Figura 3.2.

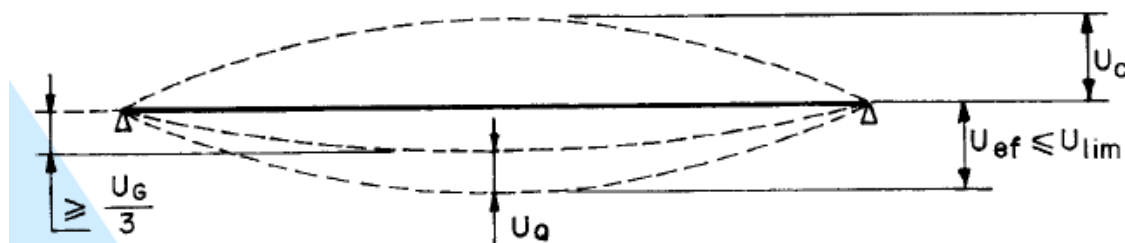


Figura 3.2 - Verificação das deformações limites [17].

Nos casos de flexão desviada, os limites anteriores de flechas podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

3.6.2. CONSTRUÇÕES COM MATERIAIS FRÁGEIS NÃO ESTRUTURAIS

Nas construções em que haja materiais frágeis não estruturais, e nas construções em que o controle de deformações seja particularmente importante, a verificação da segurança deve ser feita, a critério do proprietário da obra, com as combinações de média ou de curta duração especificadas respetivamente em 3.3.5.2. e 3.3.5.3., em função do rigor da segurança pretendida.

Deformações limites para as construções com materiais frágeis não estruturais

Nas construções em que hajam materiais frágeis ligados à estrutura, como forros, pisos e divisórias, cuja fissuração não possa ser evitada por meio de disposições construtivas adequadas, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformações procura evitar danos nesses materiais não estruturais.

As flechas totais, incluindo o efeito da fluência, devidas às combinações de ações consideradas anteriormente, não devem superar $1/350$ dos vãos, ou $1/175$ para consolas.

As flechas devidas apenas às ações variáveis da combinação considerada, não devem superar $1/300$ dos vãos ou $1/150$ do comprimento das consolas correspondentes, nem o valor absoluto de 15 mm.

3.6.3. CONSTRUÇÕES ESPECIAIS

Em casos especiais, a critério do proprietário da construção, pode ser exigida a verificação da segurança em função das combinações de duração instantânea, especificadas em 3.3.5.4.

3.6.4. ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES

Em construções submetidas a fontes de vibração, devem ser adotadas disposições construtivas que evitem a presença de vibrações excessivas na estrutura. Nas estruturas sobre as quais o público em geral pode caminhar, devem ser evitadas vibrações que tragam desconforto aos usuários.

No caso particular de pisos sobre os quais as pessoas andem regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural de vibração dos elementos da estrutura do piso não deve ser inferior a 8 Hz. Para tal, as placas compostas por elementos diagonais podem ser assimiladas a peças maciças.

Para as construções correntes, a NBR 7190:1997 admite que esta condição fica satisfeita se a aplicação do carregamento correspondente à combinação de curta duração, estabelecida em 3.3.5.3., não provocar uma flecha imediata superior a 15 mm.

4

CASO DE ESTUDO – MUSEU HISTÓRICO DE SANTA CATARINA

4.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido no início deste trabalho, será feita a verificação da segurança da estrutura da cobertura de um edifício histórico. O edifício é património do estado e atualmente, depois de anos de história, está aberto ao público a funcionar como museu. Localiza-se em Florianópolis, cidade situada numa ilha do estado de Santa Catarina, Brasil, sendo esta cidade a capital de estado.

Em meados do século XVIII, época em que foi criada a Capitania da Ilha de Santa Catarina e nomeado o seu primeiro governador, José da Silva Paes, foi também construído junto à praça da Vila de Desterro um edifício para ser a nova "Casa de Governo". Não há uma data exata da sua construção, apenas se sabe que os primeiros registos do edifício são de 1785. Durante mais de um século, o palácio sofreu diversas modificações, até que na mudança republicana foi realizada uma grande intervenção (entre 1894 e 1898) no governo de Hercílio Luz. O edifício perde então, as características coloniais originais com detalhes Portugueses, principalmente Açorianos, e assume uma linguagem eclética, repleta de elementos decorativos, caracterizada por uma conciliação de estilos anteriores, principalmente o barroco e o neoclássico, características essas mantidas até ao presente.

Dez estátuas alegóricas esculpidas pelo artista italiano Gabriel Silva ornamentam a parte externa do edifício, coroando as platibandas. Posteriormente, em obras de manutenção, foram realizados inúmeros acréscimos e modificações internas, além de pinturas que se acumularam em várias camadas com o passar dos anos. Em 1977 deu-se início a um grande trabalho de restauro do edifício, que passou a denominar-se, em 1979, Palácio Cruz e Sousa, em homenagem a um grande poeta Catarinense.

Em 1984 o edifício tornou-se património histórico do Estado de Santa Catarina e iniciaram-se novas obras de restauro, as quais lhe devolveram características arquitetónicas originais do restauro feito pelo governador Hercílio Luz em 1898. Em 1986, foi reaberto, passando a sediar o Museu Histórico de Santa Catarina (Figura 4.1) [18].

A partir de 2005 foram retomados os trabalhos de restauro das pinturas decorativas das paredes internas e dos forros de estuque, tratamento necessário que vem sendo realizado dentro de rigorosos critérios técnicos. Quem visita o Museu pode acompanhar algumas etapas desse restauro.



Figura 4.1 - Museu Histórico de Santa Catarina.

Principais datas de alterações que o edifício sofreu [19]:

- 1770 ou 1780: época provável da construção do edifício que serviu de sede ao governo da Província;
- 1839: serviços de pintura, carpintarias nas aberturas e madeiramento do telhado;
- 1895 a 1898: restauro radical promovido por Hercílio Luz;
- 1905 a 1906: pintura externa, limpeza dos mármore; restauro do telhado;
- 1961 a 1966: construção de um jardim e de um lago artificial nos fundos do Palácio;
- 1971 a 1975: substituição do telhado;
- 1977: primeira reestruturação e criação do Museu Histórico de Santa Catarina (MHSC);
- 1984 a 1986: o museu é nomeado como patrimônio histórico de Santa Catarina e iniciam-se novos restauros;
- 2005: o edifício sofre novas reparações e restauros;
- 2013: substituição das telhas do museu (Figura 4.2).



Figura 4.2 - Colocação de telhas novas no MHSC em 2013 [20].

Apesar de ser um edifício histórico de grande valor cultural, não existe qualquer planta ou informação estrutural, apenas algumas plantas arquitetónicas feitas recentemente. Como tal, o grande objetivo deste trabalho será fazer o levantamento da estrutura da cobertura e verificar a sua segurança. O edifício é composto por três secções separadas estruturalmente: a zona central e duas torres. Estas secções têm coberturas próprias e isoladas, tendo a cobertura da secção central uma clarabóia elíptica em forma de cúpula. Devido à grande complexidade da cobertura, ao difícil, e por vezes impossível, acesso visual de alguns elementos e ao escasso tempo para a realização deste trabalho, será apenas estudada uma parte da cobertura.

Nas seguintes imagens encontram algumas fotografias da estrutura da cobertura (Figura 4.3).





Figura 4.3 - Fotografias da estrutura da cobertura do MHSC

4.2. COBERTURAS

As coberturas dos edifícios antigos são, de uma forma geral, executadas por uma estrutura principal em madeira, sendo a cobertura composta por uma armação principal e uma estrutura secundária. Consideram-se parte integrante da estrutura principal as treliças (asnas) e vigas principais (madre), enquanto a estrutura secundária, com a função de transmitir as cargas do revestimento para as asnas, integra as ripas e caibros.

Até há poucas décadas as estruturas das coberturas eram basicamente concebidas de uma forma empírica. Na Figura 4.4, pode observar-se um caso típico de uma cobertura em telha cerâmica com estrutura em madeira.

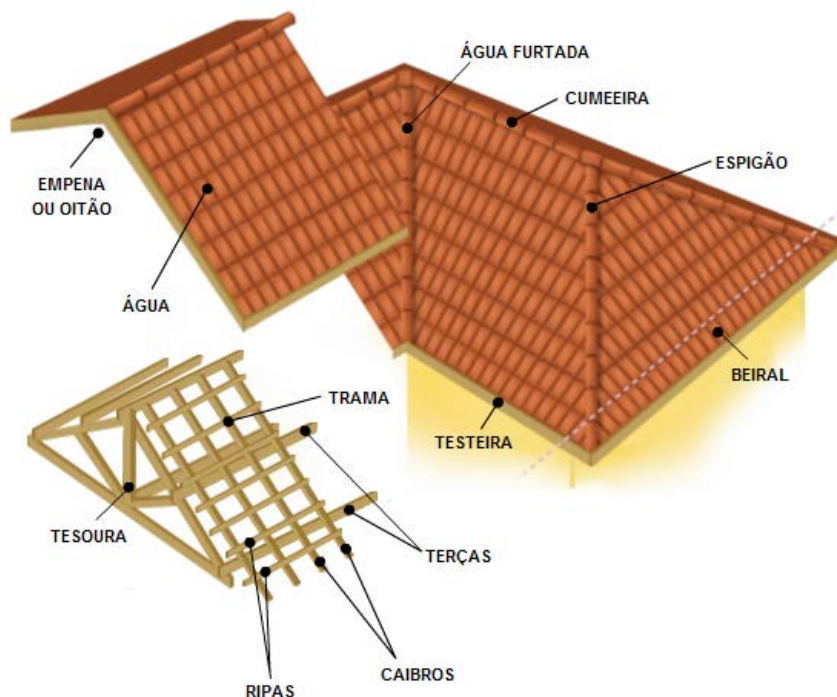


Figura 4.4 - Imagem esquemática de uma cobertura [21].

4.2.1. ASNAS DE MADEIRA

Até ao século XIX às asnas de madeira era atribuída a designação de vigas de suporte ou estruturas reticuladas. Neste tipo de estruturas a linha era sujeita a esforços de flexão consideráveis. Após este período, as asnas foram desenhadas para que os esforços axiais fossem os preponderantes. Tal foi conseguido desligando o pendural da linha, encontrando-se, na nova configuração, apenas encostados, estando a linha apenas sujeita a esforços de flexão devido ao seu peso próprio.

Nos dias de hoje são utilizados diversos tipos de asnas consoante os esforços e os vãos que se pretendem vencer [22]. As mais simples, constituídas por uma linha, duas pernas e um pendural, vencem vãos de 6 a 8 metros.

A partir da asna simples, foram desenhadas asnas mais complexas para vencer maiores vãos, chegando a vãos na ordem dos 20 metros, que foi por muito tempo considerado como um limite para este tipo de estruturas.

Pode definir-se o conhecimento sobre asnas como a combinação entre intuição, tecnologia e ciência da construção.

4.2.1.1. Asnas simples

Também denominadas de asnas vulgares, ou de Paládio, as asnas simples integram diversos tipos, formando uma estrutura triangular. Quanto à posição das várias peças que formam o conjunto da asna: a linha fica sempre em posição horizontal, as pernas assentam sobre a linha em posição inclinada para a formação das vertentes do telhado, o pendural, elemento central da asna, encontra-se posicionado verticalmente no vértice de ligação das pernas e as escoras ficam inclinadas, ligando as pernas ao pendural [23].

Em pequenos telhados também se utilizam asnas desprovidas de escoras e pendural, e no caso de edifícios destinados a receber elementos de grande altura e onde a linha possa ser motivo de estorvo, suprime-se a própria linha.

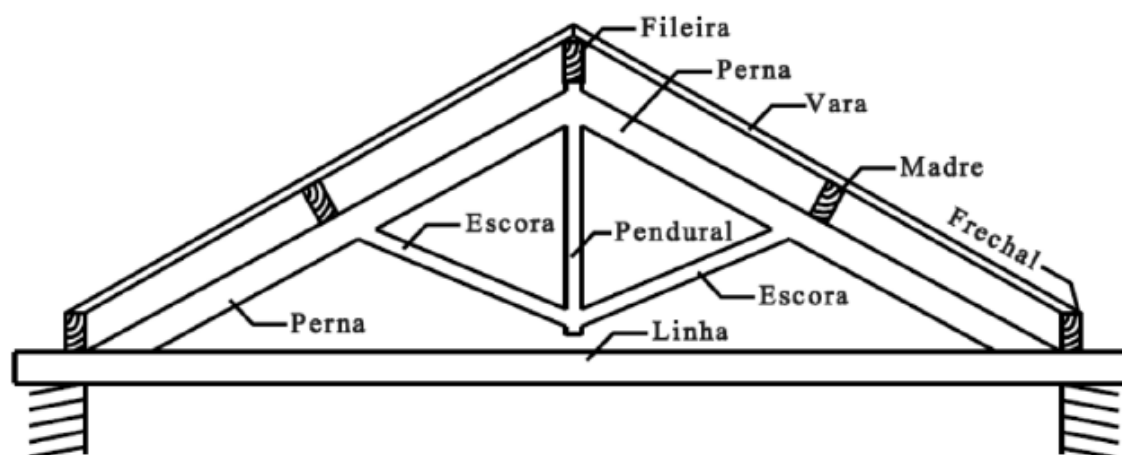


Figura 4.5 - Esquema de uma Asna Simples [22].

4.2.1.2. Asna composta ou mista

A asna composta surgiu da necessidade de se vencerem vãos superiores a 8 metros, incluindo na sua estrutura mais escoras. Como existem mais elementos comprimidos (escoras) é necessária a introdução de elementos (tirantes) que resistam à componente de tração que surge na ligação Escora-Linha.

Em seguida, na Figura 4.6 é representado um esquema de uma asna composta.

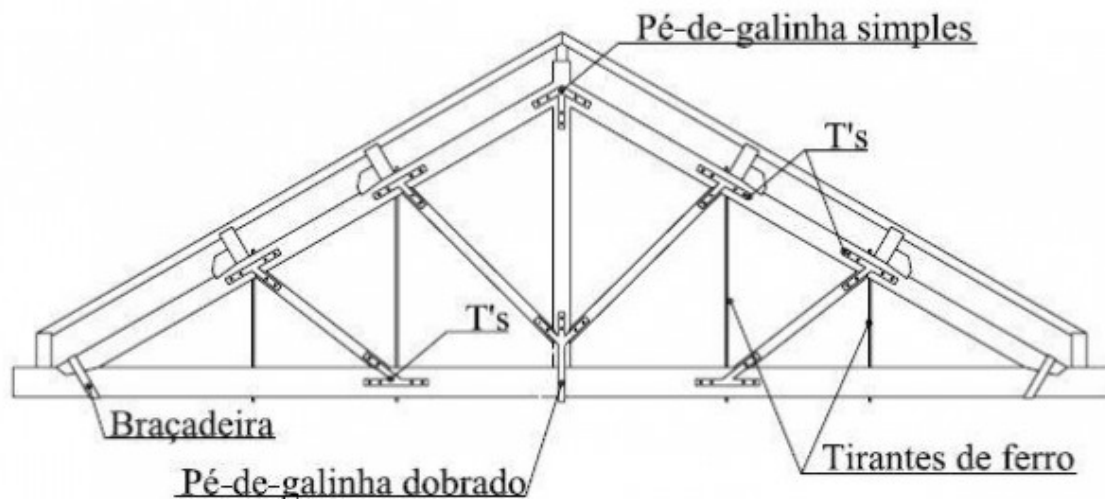


Figura 4.6 – Esquema de uma Asna Composta [24]

Há ainda vários tipos de asnas, usadas para diferentes tipos de coberturas e para diferentes soluções estruturais. No livro de Costa F. [25] estão representados vários tipos de asnas, recomendando-se a sua leitura para uma mais vasta percepção sobre o assunto.

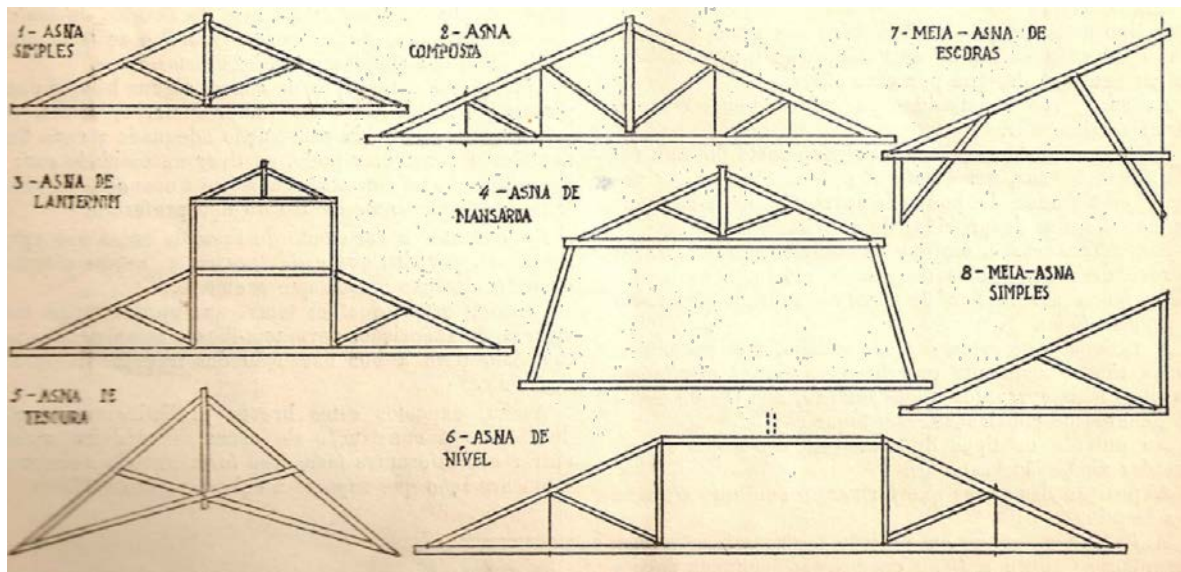


Figura 4.7 – Diversos tipos de Asnas [25]

4.2.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ASNAS DE MADEIRA

Alguns dos parâmetros mais importantes a ter em conta no dimensionamento de asnas simples e compostas (Figuras 4.5 e 4.6), relativamente ao comportamento estrutural sob o efeito de ações simétricas e assimétricas, são: a ligação pendural-linha, a rigidez das ligações e o posicionamento das madres relativamente aos nós.

As principais conclusões que se podem retirar do comportamento deste tipo de estruturas, são as seguintes [26]:

- As pernas são os elementos mais carregados, apresentando tensões normais e de corte. O pendural está submetido à tração, as escoras à compressão e a linha está essencialmente tracionada mas exibe também flexão devido ao seu peso próprio;
- Apenas para ações assimétricas, como são exemplo a neve, o vento e o sismo, a influência da rigidez das ligações é condicionante. Numa estrutura plana como é a asna, quando submetida a cargas pontuais aplicadas diretamente nos seus nós (sem provocar qualquer flexão), a distribuição dos esforços depende fundamentalmente da sua geometria;
- A colocação das madres com excentricidade relativamente aos nós altera a distribuição de esforços nas asnas, em particular nas pernas. A consideração de uma excentricidade de apenas alguns centímetros é suficiente para condicionar a segurança destes elementos (pernas);
- A linha deve estar suspensa no pendural de forma a reduzir as deformações devido ao seu peso próprio. A ligação deve ser articulada e impedir deformações no plano ortogonal ao plano da estrutura;
- Quando a ligação pendural-linha apresenta rigidez, a frequência natural e os modos de vibração da estrutura vêm alterados;
- As ligações perna-linha são as mais condicionantes, não apenas pelos esforços que aí se concentram, mas por serem zonas onde a deterioração biológica é mais frequente.

4.2.3. IMPORTÂNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NAS ASNAS DE MADEIRA

No dimensionamento de construções, como em ações de reabilitação e/ou reforço de estruturas antigas de madeira, é usual assumir que as ligações das asnas de madeira são articuladas. Contudo, estas apresentam rigidez não desprezável. Esta capacidade de transmissão de momentos torna-se determinante sob o efeito de ações assimétricas. Esta necessidade de uma correta definição do modelo estrutural e, em particular, da adoção de um valor adequado para a rigidez das ligações, ganha especial importância em estruturas antigas, onde os elementos estruturais apresentam grande variabilidade de inércias, onde nem sempre as regras práticas de boa execução das ligações são seguidas [26].

4.2.4. ASPETOS A TER EM CONTA NA CONCEÇÃO DAS ASNAS

Apresentam-se aqui alguns aspetos a ter em conta na conceção de asnas, para que tenham um comportamento o mais previsível possível e, por consequência, mais controlável [14]:

- A distância entre eixos da estrutura secundária (madres) deve ser compatível com a distância entre nós da estrutura triangular, para que a introdução de forças se dê essencialmente nos nós da treliça.
- Preferencialmente, os eixos de cada barra da treliça devem convergir num ponto (nó). Caso contrário, as barras ficam sujeitas a momentos fletores.
- A qualidade, a durabilidade e o custo de uma asna dependem principalmente das ligações. As ligações devem ser simples de construir e repetitivas. Ligações que transmitam apenas forças de compressão são relativamente mais fáceis de realizar.

4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ZONA EM ESTUDO

A parte da cobertura sobre a qual este trabalho se debruçará será na zona sobre a sala de jantar, isto porque é mais facilmente perceptível o modo como funciona a estrutura nesta zona, sendo também possível analisá-la isoladamente.

A única dificuldade é saber exatamente quais as cargas que efetivamente são descarregadas nessa zona; esse problema foi contornado admitindo áreas de influência do telhado a descarregar na estrutura da cobertura.



Figura 4.8 - Sala de Jantar do MHSC

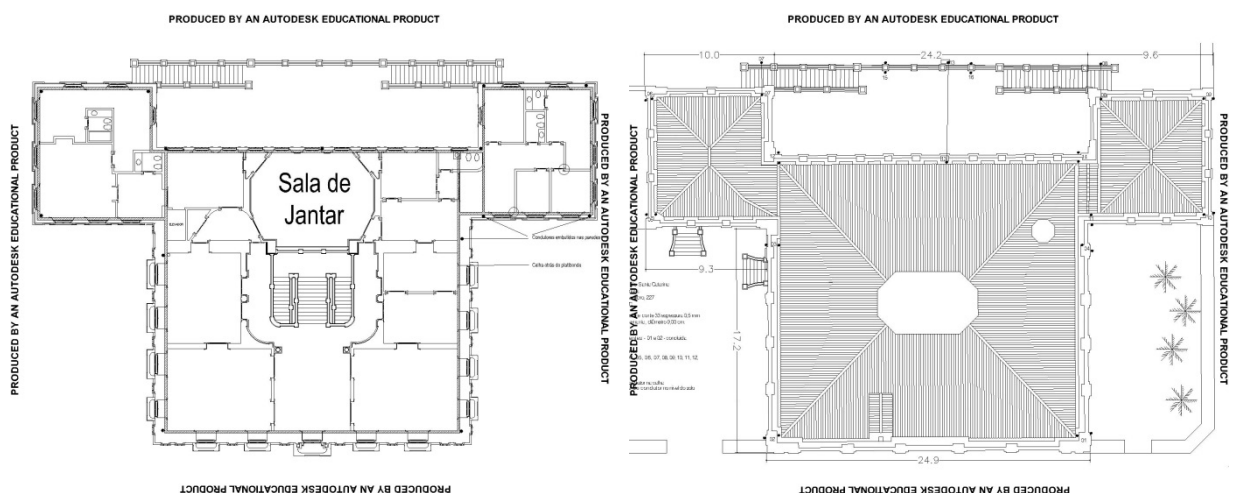


Figura 4.9 - Localização da Sala de Jantar no edifício. A Imagem da esquerda é a planta do 1º piso e a da direita a planta da cobertura.

A zona em estudo é composta por seis asnas, embora duas já não se encontrem em funcionamento pois foram desligadas da madre que transferia a carga da cobertura (Figura 4.12 c).

Na Figura 4.10 encontra-se o modelo da zona em estudo realizado no *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional*. A estrutura da cobertura em estudo é constituída por ripas, caibros, por apenas uma madre, pelas asnas e por duas escoras diagonais que serão designados por C1 e C2. As cargas desta zona são transmitidas diretamente para vigas de madeira que coroam as paredes da sala de jantar.



Figura 4.10 - Modelo da zona da cobertura que vai ser estudada, em que figura b) apresenta a estrutura sem os caibros e as ripas

As duas asnas que já não se encontram em funcionamento, representadas na Figura 4.12 a) e b), ao contrário das outras, não se apoiam diretamente nas vigas que coroam o topo das paredes. Quando se encontravam em funcionamento estas descarregavam as cargas no topo das paredes da sala de jantar, mas não diretamente como fazem as suas substitutas (Asna 2 e Asna 3). As asnas desligadas encontram-se apoiadas no vigamento que suporta o teto. Quando estas se encontravam em funcionamento, esse vigamento trabalhava também como linha. Possivelmente, essas duas asnas foram desligadas devido à deformação que causavam no teto de estuque, um elemento sensível a deformações. Junto a essas duas asnas desligadas, encontra-se outras asnas, acreditando-se terem sido colocadas mais recentemente, daí terem sido designadas anteriormente como “asnas substitutas” (Asna 2 e Asna 3).

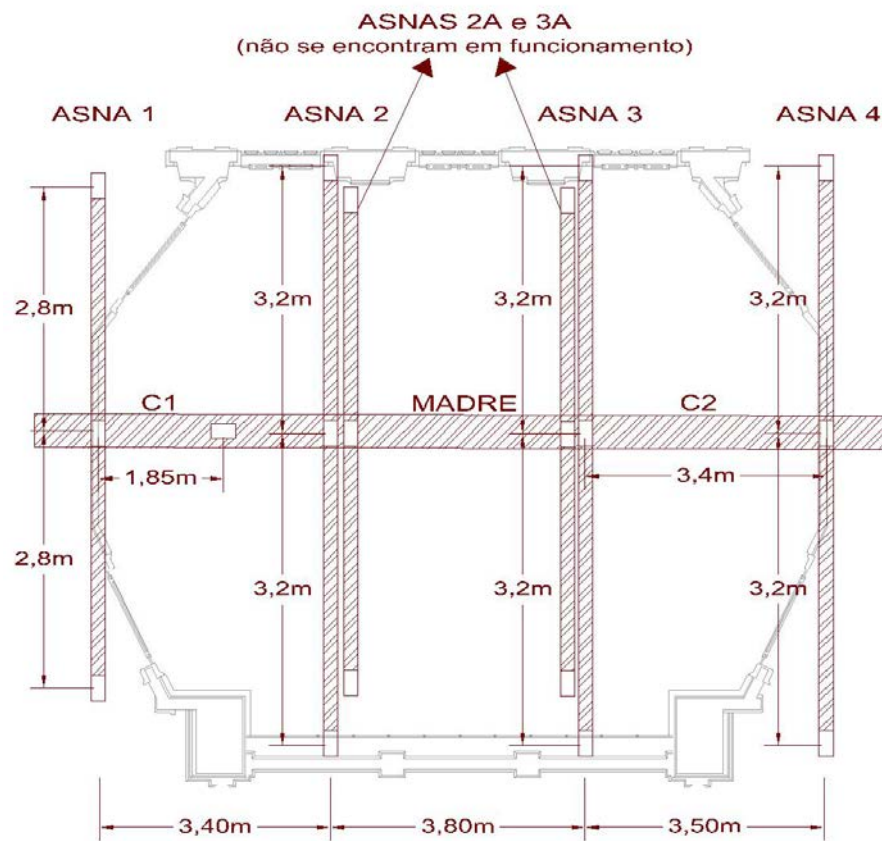


Figura 4.11 - Esquema da localização dos elementos da estrutura da cobertura na área em estudo.



a)

b)



c)

Figura 4.12 - Fotografia das asnas novas, junto às asnas desligadas. A fotografia a) corresponde às Asnas 2 e 2A, a fotografia b) mostra as asnas 3A e 3 e a c) mostra o pormenor do nó de ligação pendural-madre de uma asna desligada.

4.4. GEOMETRIA DAS ASNAS EM ESTUDO

As asnas em estudo não apresentam todas a mesma configuração nem as mesmas secções. De seguida serão evidenciadas, resumidamente, as propriedades geométricas dessas asnas, referindo também alguns aspetos relativamente ao seu funcionamento e modelação. Os eixos locais para todas as peças das asnas estão representados na Figura 4.13.

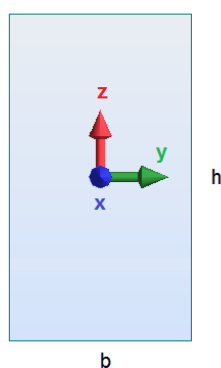


Figura 4.13 - Eixos das secções das peças constituintes das asnas.

ASNA 1

Na seguinte tabela são representadas as propriedades geométricas relevantes para o dimensionamento da Asna 1.

Tabela 4.1 - Propriedades geométricas da Asna 1.

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	i _y (m)	i _z (m)
Linha	0,055	0,10	5,5x10 ⁻³	4,58x10 ⁻⁶	1,39x10 ⁻⁶	2,89x10 ⁻²	1,59x10 ⁻²
Pernas	0,09	0,14	12,6x10 ⁻³	2,06x10 ⁻⁵	8,51x10 ⁻⁶	4,04x10 ⁻²	2,60x10 ⁻²

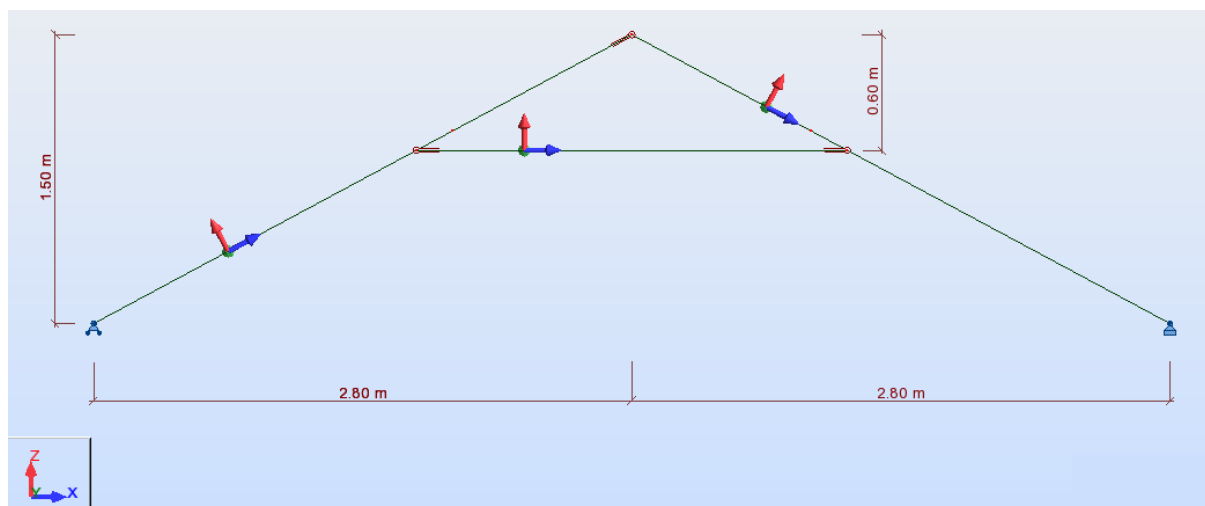


Figura 4.14 – Representação da Asna 1.

Considerações adotadas em todas as asnas:

- A ligação Perna-Perna foi considerada rotulada; a ligação é de entalhe, possuindo 2 pregos apenas para manter a união das peças. Mais à frente serão pormenorizadas as ligações, assim como a sua verificação de segurança.
- As ligações Linha-Perna foram também consideradas como articuladas, porque o item 8.3.1. “Rigidez das ligações”, da NBR 7190:1997 refere que: “As ligações pregadas com quatro ou mais pregos são consideradas rígidas, desde que respeitados os diâmetros de pré-furação especificados em 8.3.2.”. Apesar das ligações Linha-Perna em todas as asnas possuírem 4 ou mais pregos, não foram consideradas como rígidas pois não há qualquer dado de que houve pré-furação, não se podendo avaliar se os diâmetros de pré-furação foram respeitados.
- Relativamente às condições de apoio, o apoio da direita é duplo, isto é, impede o deslocamento em y e em z, direção horizontal e vertical, respetivamente. Já o apoio da esquerda deveria ser considerado simples, impedindo apenas o deslocamento na direção vertical, para o usual funcionamento da asna. Com usual funcionamento da asna quer dizer-se que: se a asna possuir um apoio duplo e outro simples a linha estará sujeita a esforços de tração. Mas se os dois apoios forem considerados duplos, a linha não recebe esforços de tração, apenas momentos devido ao peso próprio. Dito isto, a asna foi considerada como possuindo dois apoios duplos. O motivo desta decisão será explicado mais adiante. Serão também mais à frente representadas e pormenorizadas as ligações de apoio das asnas.

ASNA 2

Tabela 4.2 - Propriedades geométricas da Asna 2.

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	i_y (m)	i_z (m)
Linha	0,09	0,14	$12,6 \times 10^{-3}$	$2,06 \times 10^{-5}$	$8,51 \times 10^{-6}$	$4,04 \times 10^{-2}$	$2,60 \times 10^{-2}$
Pernas	0,09	0,14	$12,6 \times 10^{-3}$	$2,06 \times 10^{-5}$	$8,51 \times 10^{-6}$	$4,04 \times 10^{-2}$	$2,60 \times 10^{-2}$

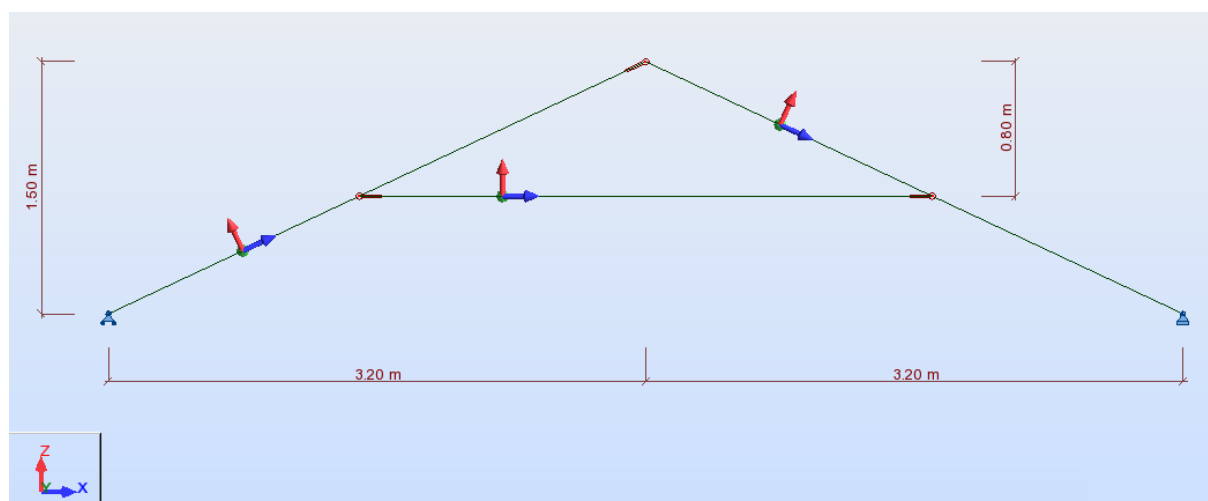


Figura 4.15 - Representação da Asna 2.

ASNA 3

Tabela 4.3 - Propriedades geométricas da Asna 3.

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	i_y (m)	i_z (m)
Linha	0,055	0,10	$5,5 \times 10^{-3}$	$4,58 \times 10^{-6}$	$1,39 \times 10^{-6}$	$2,89 \times 10^{-2}$	$1,59 \times 10^{-2}$
Pernas	0,10	0,15	$15,0 \times 10^{-3}$	$2,81 \times 10^{-5}$	$1,25 \times 10^{-5}$	$4,33 \times 10^{-2}$	$2,89 \times 10^{-2}$

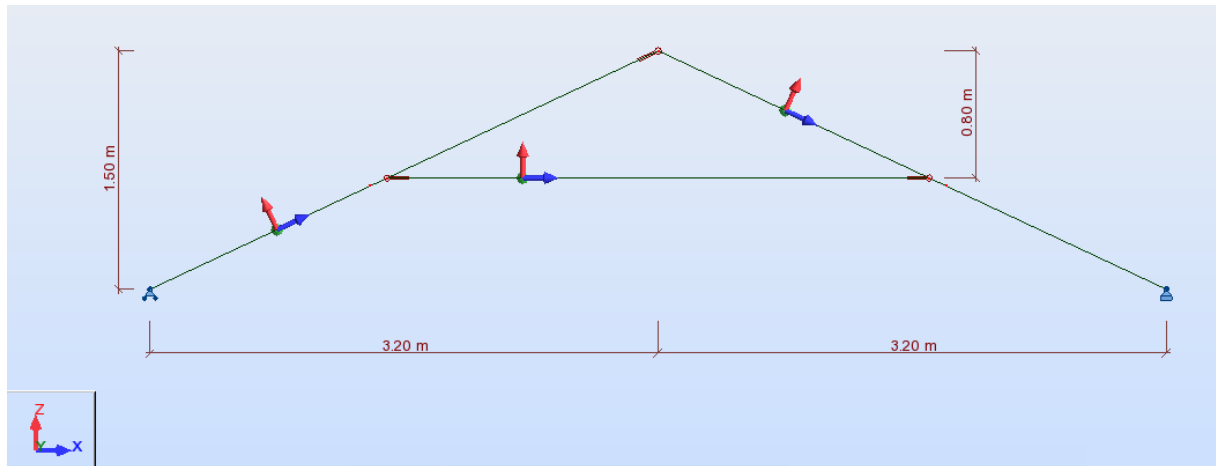


Figura 4.16 - Representação da Asna 3.

ASNA 4

Tabela 4.4 - Propriedades geométricas da Asna 4.

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	i_y (m)	i_z (m)
Linha	0,055	0,10	$5,5 \times 10^{-3}$	$4,58 \times 10^{-6}$	$1,39 \times 10^{-6}$	$2,89 \times 10^{-2}$	$1,59 \times 10^{-2}$
Pernas	0,10	0,15	$15,0 \times 10^{-3}$	$2,81 \times 10^{-5}$	$1,25 \times 10^{-5}$	$4,33 \times 10^{-2}$	$2,89 \times 10^{-2}$

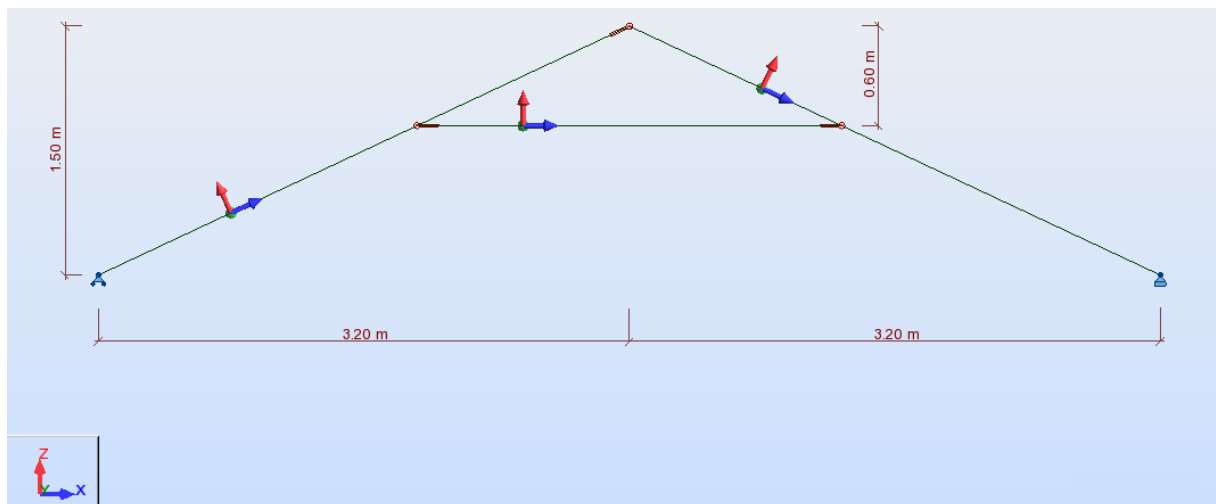


Figura 4.17 - Representação da Asna 4.

4.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA DA COBERTURA

4.5.1. MATERIAIS UTILIZADOS NA COBERTURA E SUAS PROPRIEDADES

A cobertura em estudo é revestida por telha portuguesa terracota (ou americana) da marca Cejatel e a espécie de madeira que dá forma à sua estrutura é o Eucalipto Citriodora (*Eucalyptus citriodora*).

Para saber qual a espécie e tipo da madeira, foi necessário recolher amostras de madeira do local, com aproximadamente 5cm (Figura 4.18), e posteriormente foi analisada a sua estrutura em microscópio. Foi classificada a espécie da madeira procurando diferentes características, como por exemplo a estrutura celular, cor, odor, entre outras indicadas no *website* do instituto de pesquisas tecnológicas do Brasil (<http://www.ipt.br>).

Relativamente à aplicação da madeira de eucalipto em estruturas, esta tem crescido nos últimos 20 anos, na forma de madeira roliça, serrada e na forma de madeira laminada colada, em particular.

São inúmeros os relatos, do emprego da madeira de eucalipto em estruturas no Brasil, na literatura técnica e científica e em revistas informativas, especializadas na área de construção, arquitetura e engenharia. Entre os estudos técnicos e científicos orientados para o desenvolvimento da aplicação da madeira de eucalipto em estruturas na construção civil, destacam-se os trabalhos apresentados nas diversas edições realizadas ao longo dos últimos 20 anos, do Encontro Brasileiro de Madeira e de Estruturas de Madeira (EBRAMEM), promovidos pelo Instituto Brasileiro de Madeira e de Estruturas de Madeira (IBRAMEM).



Figura 4.18 - Amostras de madeira da Cobertura.

Apresenta-se nas Tabelas 4.5 e 4.6 um resumo das propriedades destes materiais.

Tabela 4.5 – Propriedades da telha Portuguesa.

Material	Peso por telha	Telhas por m ²	Distância aproximada da 1ª Ripa	Distância aproximada das restantes ripas
Telha Portuguesa Cejatel	2,85 Kg	12,8 T/m ²	27 cm	36 cm

Tabela 4.6 - Propriedades da madeira, em valores médios [17].

Nome comum	Nome científico	$\rho_{\text{aparente}} (12\%)^{1)}$ Kg/m ³	f_{c0} MPa	f_{t0} MPa	f_{t90} MPa	f_v MPa	E_{c0} MPa
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421

¹⁾ $\rho_{\text{aparente}} (12\%)$ é a massa específica aparente a 12% de humidade, sendo igual a $999 \times 9,81 \times 10^{-3} = 9,8 \text{ KN/m}^3$

Para transformar os valores médios de resistência em valores característicos serão aplicadas as expressões (3.8) e (3.9), referidas no subcapítulo 3.4.3.1. do presente documento.

Para a resistência a esforços normais:

$$f_{k,12} = 0,7f_{m,12}$$

então,

- $f_{c0,k} = 43,40 \text{ MPa}$
- $f_{t0,k} = 86,52 \text{ MPa}$

Para a resistência a esforços tangenciais:

$$f_{k,12} = f_{m,12} \times (1 - 1,645 \times 0,28) = 0,54f_{m,12}$$

então,

- $f_{v0,k} = 5,78 \text{ MPa}$

A convenção adotada neste trabalho para os sinais positivos dos esforços axiais, transverso, e momento fletor, é a apresentada na Figura 4.19. É a mesma convenção do programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, em que o esforço axial de compressão é considerado positivo e o de tração negativo.

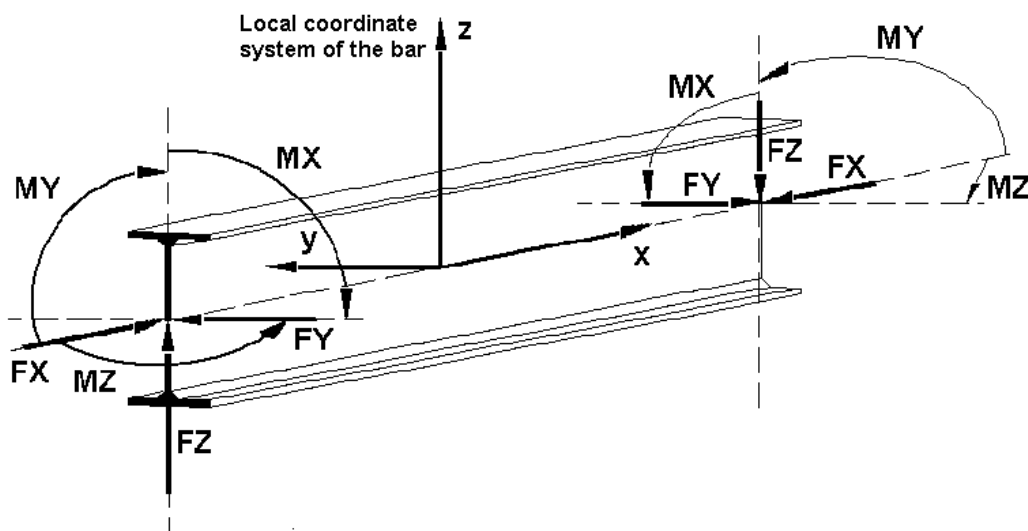


Figura 4.19 - Convenção adotada para os sinais positivos dos esforços N, V e M nas extremidades de um elemento.

4.5.2. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES NA ESTRUTURA

Relativamente às ações numa estrutura, a norma brasileira que as define é a NBR 8681:2003 “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” [27], estabelecendo que se consideram como ações variáveis as cargas acidentais das construções, e também os efeitos, tais como: forças de frenagem, de impacto e centrífugas, o vento, as variações de temperatura, o atrito em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Em função da sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

- a) *Ações variáveis normais*: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- b) *Ações variáveis especiais*: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, estas ações também devem ser admitidas como ações variáveis.

4.5.2.1. Ações do vento em edificações

As considerações para a determinação das forças devidas ao vento são regidas e calculadas de acordo com a NBR 6123:1988 “Forças devidas ao vento em edificações” [28].

A maioria dos acidentes devido ao vento ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feiras e de exposições, pavilhões industriais, coberturas de estádios, ginásios cobertos, etc.

As principais causas dos acidentes devidos ao vento são:

- a) falta de ancoragem de madres;
- b) contraventamento insuficiente de estruturas de cobertura;
- c) fundações inadequadas;
- d) paredes inadequadas;
- e) deformabilidade excessiva da edificação.

Muitos casos não são considerados dentro da NBR 6123:1988, porém quando a edificação, seja por suas dimensões e/ou forma, ou mesmo por obstáculos na sua vizinhança, provoque perturbações importantes no escoamento de ar, deve-se recorrer a ensaios em túnel de vento, onde possam ser simuladas as características naturais do vento.

É importante definir alguns dos aspetos relativos às forças devidas ao vento, antes de passar ao seu cálculo. Sabe-se que o vento é produzido por diferenças de temperatura de massas de ar na atmosfera, definindo-se o termo barlavento como sendo a região de onde sopra o vento (em relação à edificação), e sotavento a região oposta (Figura 4.20). Quando o vento sopra sobre uma superfície existe uma sobrepressão (sinal positivo), porém em alguns casos pode acontecer o contrário, ou seja existir sucção (sinal negativo) sobre a superfície. A NBR 6123:1988 define que o vento atua sempre perpendicularmente à superfície que obstrói a sua passagem.



Figura 4.20 - Definições básicas do vento [29].

Os cálculos, relativos ao vento, são determinados a partir de velocidades básicas determinadas experimentalmente em torres de medição de ventos, e de acordo com a NBR 6123:1988, a 10 metros de altura, em campo aberto e plano. A velocidade básica do vento corresponde a uma rajada de três segundos de duração cujo valor é ultrapassado em média uma vez em 50 anos, e define-se por V_0 .

Essas velocidades foram processadas estatisticamente, com base nos valores de velocidades máximas anuais medidas em cerca de 49 cidades brasileiras, desprezando-se velocidades inferiores a 30 m/s. A Figura 4.21 representa os valores de velocidade básica através de curvas isopletras (mesma velocidade do vento).

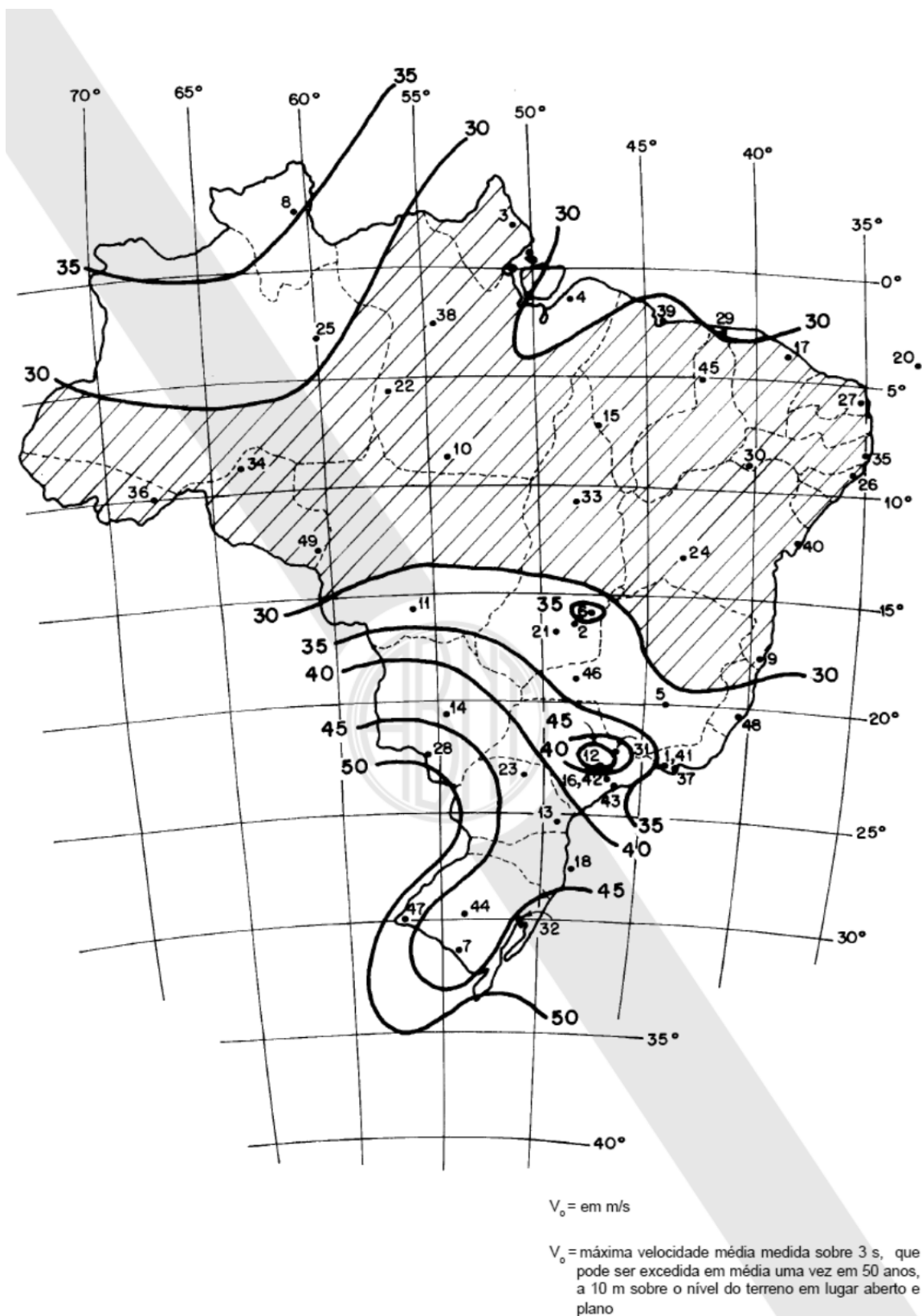


Figura 4.21 - Isopletas da velocidade básica V_o (m/s) [28].

Determinação da pressão dinâmica (q)

A velocidade característica, V_k , é a velocidade usada em projeto, sendo que são considerados os fatores topográficos (S_1), influência da rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2) e o fator de uso da edificação, que considera a vida útil e o tipo de uso (S_3). A velocidade característica pode ser expressa como:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.1)$$

sendo:

V_0 velocidade básica

S_1 fator topográfico

S_2 fator de rugosidade e dimensões da edificação

S_3 fator estatístico

A pressão dinâmica ou de obstrução do vento, em condições normais de pressão (1 atm) e temperatura a 15°, é dada pela expressão:

$$q = \frac{\rho V_k^2}{2} \text{ N/m}^2 \quad (4.2)$$

ρ sendo a massa específica do ar, $\rho = 1,2253 \text{ kg/m}^3$.

Fator Topográfico S_1

O fator topográfico S_1 tem em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

- a) terreno plano, ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$;
- c) taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional a soprar no sentido indicado da Figura 4.22;

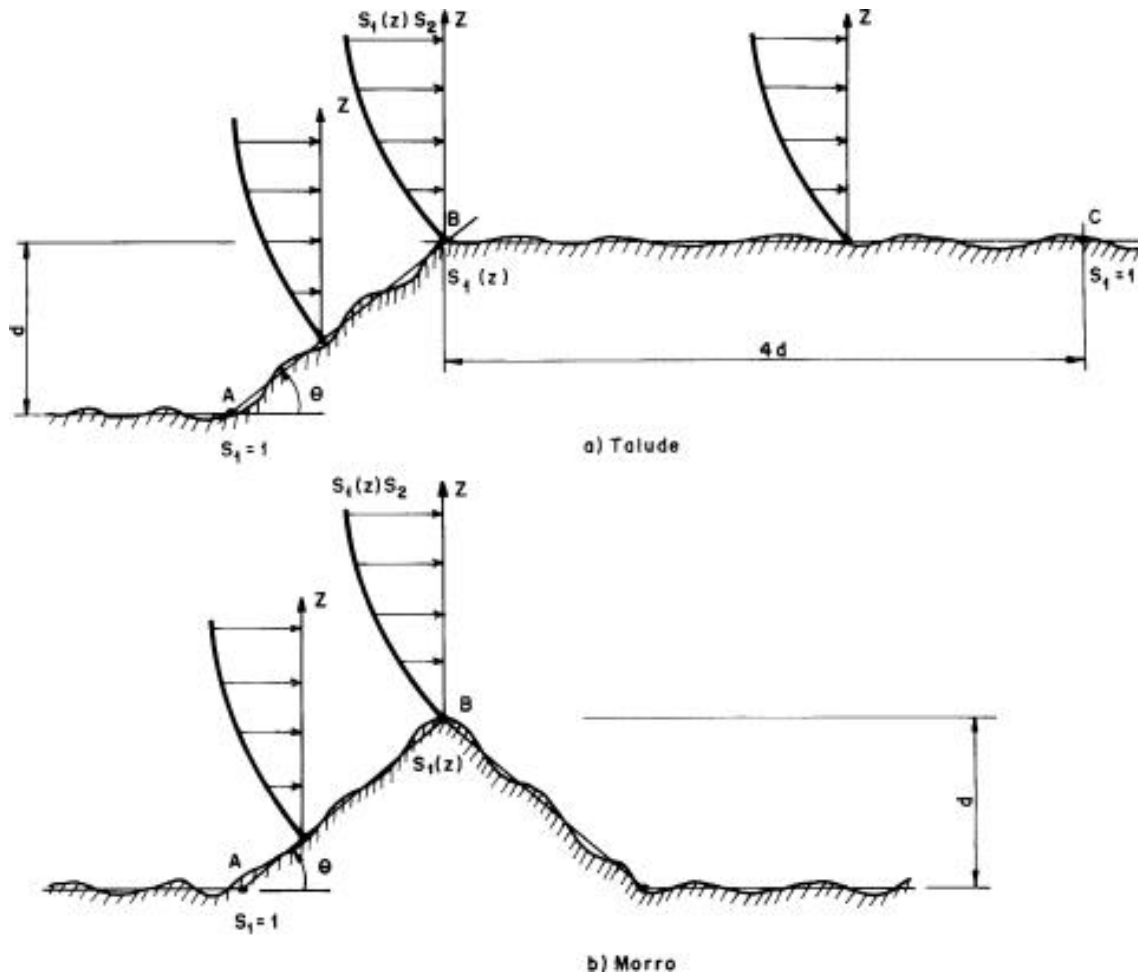


Figura 4.22 - Fator topográfico S_1 [28].

- no ponto A (morro) e nos pontos A e C (talude): $S_1 = 1,0$;
- no ponto B: [S_1 é uma função $S_1(z)$]:

$$\theta \leq 3^\circ \Leftrightarrow S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \Leftrightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ \Leftrightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$$

[interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$]

Onde:

z altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ inclinação média do talude ou encosta do morro.

Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator S_1 é obtido por interpolação linear.

Os valores indicados em b) e c) constituem uma primeira aproximação e devem ser usados com precaução. Se for necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, ou se a aplicação dessas indicações se tornar difícil pela complexidade do relevo, é recomendado o recurso a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento, ou a medidas anemométricas no próprio terreno.

Fator de rugosidade e dimensões da edificação S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, ou parte da edificação em consideração.

A NBR 6123:1988 define categorias para a determinação do coeficiente S_2 , estando essas categorias representadas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2 .

Categoria	Descrição do ambiente
I	<p>Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • mar calmo; • lagos e rios; • pântanos sem vegetação.
II	<p>Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m. Exemplos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • zonas costeiras planas; • pântanos com vegetação rasa; • campos de aviação; • pradarias e charnecas; • fazendas sem sebes ou muros.
III	<p>Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e dispersas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m. Exemplos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • quintas e casas de campo, com exceção das partes com florestas; • fazendas com sebes e/ou muros; • subúrbios a considerável distância do centro.
IV	<p>Terrenos cobertos por numerosos obstáculos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Exemplos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • zonas de parques e bosques com muitas árvores; • cidades pequenas e seus arredores; • subúrbios densamente construídos de grandes cidades; • áreas industriais total ou parcialmente desenvolvidas.
V	<p>Terrenos cobertos por numerosos obstáculos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m. Exemplos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • florestas com vegetação alta, de copas isoladas; • centros de grandes cidades; • complexos industriais bem desenvolvidos.

A velocidade do vento varia continuamente, e o seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação da ação do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, tais como:

- edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

A NBR 6123:1988 refere então, as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respetivamente, 3s, 5s e 10s:

- *Classe A*: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda a edificação na qual a maior dimensão horizontal, ou vertical não exceda 20 m.
- *Classe B*: Toda edificação, ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal, ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- *Classe C*: Toda edificação, ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal, ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento para uma altura (z) acima do nível do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (4.3)$$

sendo que o fator de rajada F_r é sempre o correspondente à categoria II e a expressão acima, é aplicável até a altura z_g , que define o contorno superior da camada atmosférica.

Os parâmetros que permitem determinar S_2 para as cinco categorias da NBR 6123:1988 são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Parâmetros meteorológicos.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84

		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada, ou excedida neste período é de 63% [28].

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados, segundo a NBR 6123:1988, adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo 2). Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial possa afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas, após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Determinação das forças estáticas devidas ao vento

A força devida ao vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo (coeficientes aerodinâmicos). Os coeficientes de forma na NBR 6123:1988 têm valores definidos para diferentes tipos de construção. Estes valores foram obtidos através de estudos experimentais em túneis de vento, sendo a força devida ao vento, expressa por:

$$F = (C_e - C_i).q.A \quad (4.4)$$

Onde C_e e C_i são os coeficientes de forma, externo e interno, de acordo com as dimensões geométricas da edificação; q é a pressão dinâmica e A a área frontal, ou perpendicular, à atuação do vento.

A força global do vento sobre uma edificação, ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças que aí atuam. A força global na direção do vento, força de arrasto F_a , é expressa por:

$$F_a = C_a q A_e \quad (4.5)$$

sendo,

C_a coeficiente de arrasto (definido no item 6.3.6. na NBR 6123:1988)

A_e área frontal efetiva.

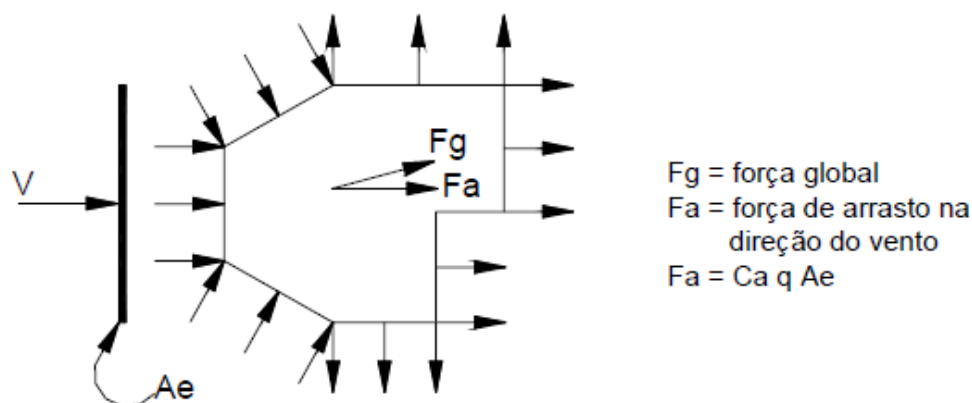


Figura 4.23 - Descrição da força devida ao vento numa superfície.

Coeficientes de Pressão e Forma Aerodinâmicos

Toda a edificação tem aberturas, e a sua localização e tamanho determinam os coeficientes de pressão interna à edificação. A NBR6123:1988, no seu anexo D, apresenta os detalhes necessários para a determinação do coeficiente de pressão interna. Se a edificação for totalmente impermeável ao ar, a pressão no seu interior será invariável ao longo do tempo e independente da velocidade da corrente de ar externa. Portanto, o coeficiente de pressão interna depende da permeabilidade da edificação, sendo que o índice de permeabilidade de uma parte da edificação é definido pela relação entre a área das aberturas e a área total dessa parte.

São considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: lajes de betão armado ou pré-esforçado e paredes de alvenaria ou de pedra sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos são considerados permeáveis. A permeabilidade deve-se à presença de aberturas, tais como juntas entre painéis de vedação, entre telhas, frechas em portas e janelas, ventilações em telhados, chaminés, lanternins, etc.

A própria NBR6123:1988 apresenta para edificações com paredes internas permeáveis, valores que podem ser adotados para o coeficiente de pressão interna:

- a) duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras duas impermeáveis:
 - Vento perpendicular a uma face permeável, $C_{pi} = +0,2$
 - Vento perpendicular a uma face impermeável, $C_{pi} = -0,3$
- b) Quatro faces igualmente permeáveis:
 - $C_{pi} = -0,3$ ou 0, deve-se considerar o valor mais gravoso.

Nenhuma das faces poderá ter índice de permeabilidade maior que 30% para se poder usar as considerações acima expostas. Para os casos previstos na norma, a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação.



Figura 4.24 - Esquema de pressão no interior de um edifício [30].

Relativamente ao coeficiente de pressão exterior, C_{pe} , a NBR 6123:1988 apresenta, para diversos tipos de edificações e para direções críticas do vento, valores que estão representados na Tabela 4.10.

No entanto, cabe salientar que há valores elevados de C_{pe} em alguns pontos do edifício que não podem simplesmente ser ignorados. Para efeito de dimensionamento de partes da estrutura como telhas, caixilhos ou mesmo madres, é necessário adotar esses valores. A explicação está na formação localizada de vórtices sobre o telhado e paredes. A figura abaixo ilustra esse aspeto:

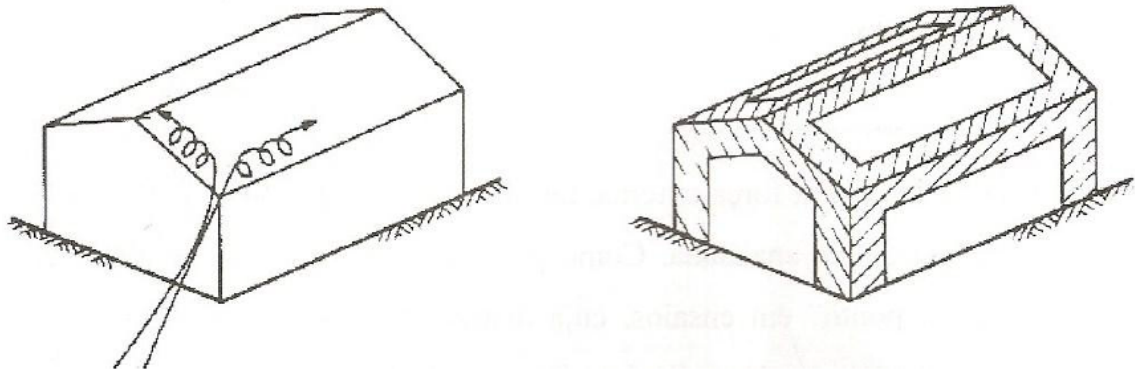
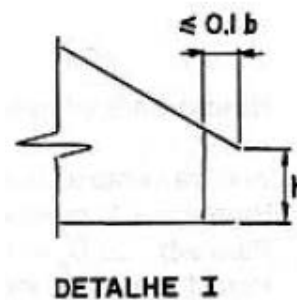
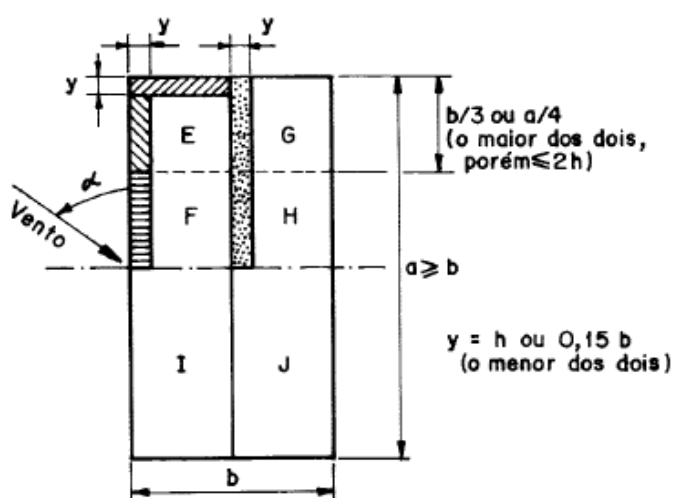


Figura 4.25 - Formação localizada de vórtices sobre o telhado e paredes [30].

Os coeficientes C_{pe} e C_{pi} são afetados de sinal positivo, ou negativo consoante correspondem a pressões, ou a sucções exercidas nas faces do elemento a que se referem.

Tabela 4.10 - Coeficientes de pressão e forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular [28].

Altura relativa	Graus	C_e				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ 	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ 	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50	+2,0	-0,5	-0,8	-0,7				
	60	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				



Notas:

- a) O coeficiente de forma C_e na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.
- b) Nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $C_e = 1,2$, até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.
- c) Na cobertura de lanternins, o C_{pe} médio = - 2,0.
- d) Para vento a 0° , nas partes I e J o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:
 - para $a/b = 1$: mesmo valor das partes F e H;
 - para $a/b \geq 2$: $C_e = - 0,2$.

[Interpolar linearmente para valores intermédios de a/b .]

4.5.2.2. Aplicação dos efeitos do vento ao caso em estudo

1. Velocidade básica V_0

Florianópolis fica no estado de Santa Catarina e segundo a Figura 4.21: $V_0 = 43 \text{ m/s}$

2. Velocidade Característica V_K

Fator topográfico S_1 :

- terreno plano, ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$ (item 5.2.a – NBR 6123:1988)

Fator rugosidade do terreno e dimensões da edificação, S_2 :

- rugosidade do terreno: Terrenos cobertos por numerosos obstáculos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada (**Categoria IV**) (item 5.3.1. – NBR 6123:1988).
- dimensões da edificação: uma das dimensões maior que 50m (**classe C**) (item 5.3.2 – NBR 6123:1988]

O fator S_2 é obtido pela expressão (4.3). Considerando os valores da tabela 4.8, $b = 0,84$, $p = 0,135$, $F_r = 0,95$ e $z = 18,5 \text{ m}$ (altura do edifício),

$$S_2 = 0,84 \times 0,95 \times \left(\frac{18,5}{10} \right)^{0,135} = 0,867$$

Fator estatístico S_3 :

- Edificações para hotéis e residências ou edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: $S_3 = 1,0$

O valor característico do vento é então, $V_K = 1,0 \times 0,867 \times 1,0 \times 43 = 37,285 \text{ m/s}$

Sendo a pressão dinâmica do vento, $q = 0,613 \times 37,285^2 = 0,852 \text{ KN/m}^2$

Para o cálculo da ação do vento na área em estudo da cobertura do Museu Histórico de Santa Catarina, foi considerado o seguinte:

- O edifício é constituído por uma estrutura central e duas torres e, sabendo que estas foram construídas posteriormente, a sua estrutura está desligada do edifício central.
- A cobertura do edifício é constituída por quatro águas. A NBR6123:1988 apenas faz referência a telhados com uma ou duas águas e com superfícies curvas. Foram então admitidos os coeficientes de pressão exterior referentes a telhados com duas águas.

Coefficientes de pressão e forma, externos, para a cobertura

Altura: $h_{\text{total}}=18,5\text{m}$; $h_{\text{fachada}}=12\text{m}$

Largura: $b=22,9\text{m}$

Comprimento: $a=24,2\text{m}$.

$\theta = 25^\circ$

$h/b = 0,52 \Rightarrow 1/2 < h/b \leq 3/2$

- $b/3 = 7,63\text{m}$ e $a/4 = 6,05\text{m}$ (Escolher o maior) \rightarrow Menor que $2h$ (verifica)
- $y = 0,15b = 3,44\text{m} \rightarrow$ Menor que h (verifica)

Então, para o vento a 0° , caso mais desfavorável, tem-se:

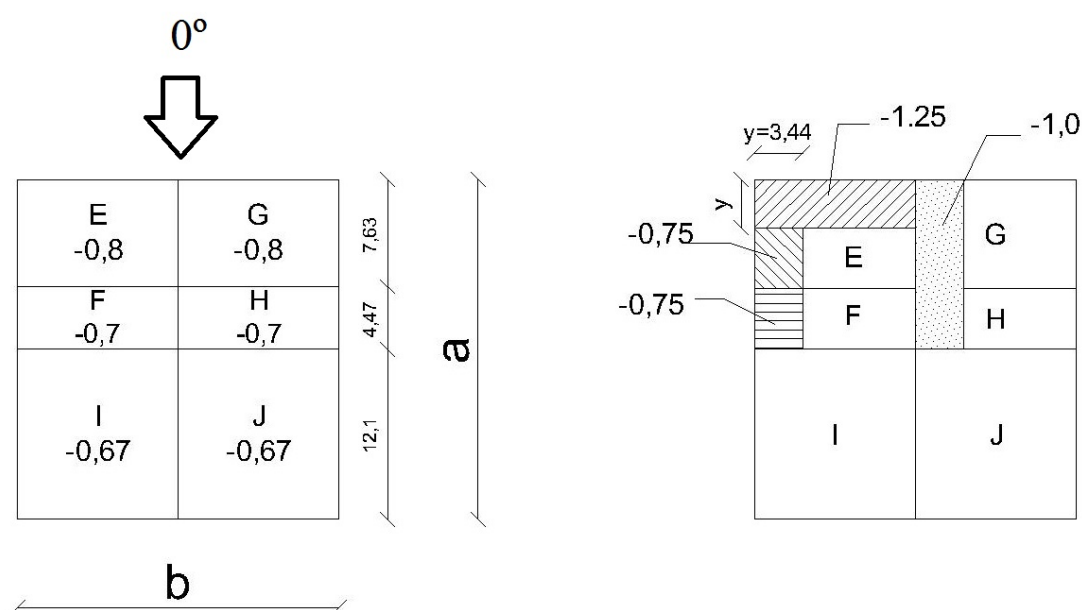


Figura 4.26 – Representação esquemática dos coeficientes de forma externos na cobertura do MHSC.

Coefficientes de pressão interna

- Quatro faces igualmente permeáveis: $C_{pi} = -0,3$ ou 0 .

Apesar da zona com um $C_{pe} = -1,25$ não se encontrar na área em estudo da cobertura, esse valor será usado para a verificação da segurança das ripas e dos caibros, pois a sua secção transversal e espaçamento são iguais em toda a cobertura.

Relativamente à madre e às asnas em estudo, será usado o coeficiente de pressão exterior com o valor de $-0,8$. Apesar de uma parte da área em estudo estar compreendida na zona F, não será usado o valor de $-0,7$, isto porque considerando apenas o valor de $-0,8$, a análise estará no lado da segurança.

Relativamente à pressão interior tem-se $C_{pi} = -0.3$, ou 0. Neste caso o mais gravoso será considerar $C_{pi} = 0$, pois o sinal negativo indica uma sucção interior, tendo esta um sentido contrário à sucção exterior. Relembrando que o valor de C_{pe} é de sucção exterior.

Assim, o valor da ação do vento é:

$$F_w = (C_{pe} - 0) \times 0,852 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Com:

- $C_{pe} = -1.25$ para ripas e caibros;
- $C_{pe} = -0.8$ para a madre e asnas.

Força de atrito

Em certas edificações, deve ser considerada uma força de atrito (força na direção e sentido do vento, originada por rugosidades e nervuras).

Para edificações correntes de planta retangular, a força de atrito deve ser considerada somente quando a relação I_2/h ou I_2/I_1 , for maior que 4. Sendo I_2 a largura do edifício na direção do vento e I_1 a medida perpendicular à direção do vento, como representa a seguinte figura (Figura 4.26).

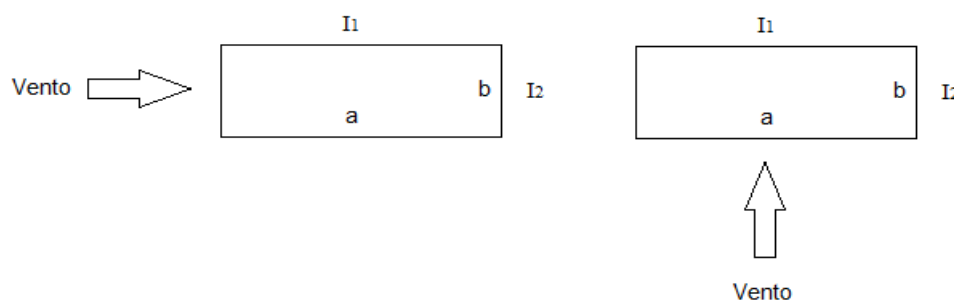


Figura 4.27 - Representação esquemática dos valores I_1 e I_2 .

Então para o vento a 0° :

$$I_2/h = 24,2/12 = 2,02$$

$$I_2/I_1 = 24,2/22,9 = 1,06$$

Como nenhuma das relações é superior a 4, não será necessário considerar a força de atrito.

4.5.2.3. Sobrecarga

A NBR 6120:1980 “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações” [31], define o valor das cargas acidentais a atuar na cobertura. Refere no item 2.2.1.2: “As cargas verticais que se consideram atuando nos pisos de edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se a carregamentos devidos a pessoas, móveis, utensílios e veículos, e são uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados na Tabela 2.”

Na tabela 2 - “Valores mínimos das cargas verticais” da dita norma, retira-se que para terraços inacessíveis a pessoas o valor é de $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Para além da carga de $0,5\text{kN/m}^2$ é necessário, segundo o item 2.2.1.4 da NBR 6120:1980, considerar uma outra carga accidental. É então referido no item 2.2.1.4. que: “todo elemento isolado de coberturas (ripas, terças (madres) e barras de banzo superior de treliças) deve ser projetado para receber, na posição mais desfavorável, uma carga vertical de 1 kN, além da carga permanente.”

4.5.3. RIPAS

A NBR 7190:1997 classifica as ações de acordo com a sua variação no tempo. Sendo o peso próprio das estruturas considerado uma ação permanente (G), enquanto a sobrecarga na cobertura e a ação do vento são consideradas ações variáveis (Q).

4.5.3.1. Carga nas ripas

As ripas de madeira são os elementos onde as telhas se apoiam. As ações a que as ripas estão sujeitas podem dividir-se em permanentes e variáveis; as primeiras compreendem o peso próprio das ripas e o peso das telhas; as ações variáveis são o vento e as cargas accidentais (sobrecargas).

- **Ações permanentes**

Telha portuguesa



Figura 4.28 - Telha Portuguesa da marca Cejatel [32].

O peso por metro quadrado desta telha é,

$$PP_{telha} = 2,85 \times 12,8 \times 9,81 \times 10^{-3} = 0,358 \text{ kN/m}^2$$

Ripas

A secção transversal das ripas presentes na cobertura está representada na Figura 4.29.

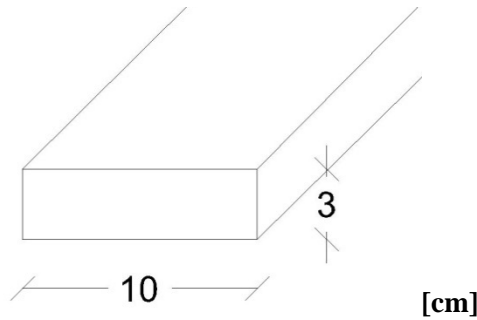


Figura 4.29 - Secção transversal das ripas de madeira em cm.

Sendo o seu peso próprio igual a:

$$PP_{\text{ripas}} = \frac{9,8 \times 0,03 \times 0,1 \times 1 \text{ (m)}}{A_{\text{influência}}}, \text{ onde } A_{\text{influência}} = 0,36 \times 1 \text{ (m)},$$

Temos então que o $PP_{\text{ripas}} = 0,082 \text{ kN/m}^2$.

Considerou-se que as ripas exibem um comportamento de viga simplesmente apoiada nos caibros. É uma hipótese conservativa que se traduzirá apenas no dimensionamento para um momento fletor a meio vão nas direções principais de flexão (nos planos de flexão yx e zx).

As ripas, como foi já referido, encontram-se apoiadas diretamente nos caibros, sendo que estes distam 45 cm entre si. A Figura 4.30 representa os eixos adotados para a secção das ripas, em que o eixo vertical, z, é positivo no sentido ascendente, e o eixo horizontal y é positivo para a esquerda.

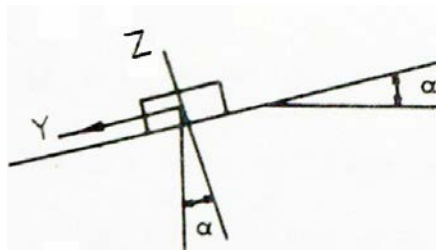


Figura 4.30 - Secção transversal de uma ripa e sua orientação [33].

A secção das ripas está rodada de $25,2^\circ$ (inclinação do telhado). Então tem-se:

Segundo z

$$PP_{z,\text{telha}} = PP_{\text{telha}} \times d_{\text{ripas}} \times \cos(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{z,\text{telha}} = 0,358 \times 0,36 \times \cos(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

$$PP_{z,\text{ripa}} = \rho_{\text{aparente}} \times A_{\text{secção}} \times \cos(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{z,\text{ripa}} = 9,8 \times 0,03 \times 0,1 \times \cos(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Segundo y

$$PP_{y,\text{telha}} = PP_{\text{telha}} \times d_{\text{ripas}} \times \sin(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{y,\text{telha}} = 0,358 \times 0,36 \times \sin(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

$$PP_{y,\text{ripa}} = \rho_{\text{aparente}} \times A_{\text{secção}} \times \sin(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{y,\text{ripa}} = 9,8 \times 0,03 \times 0,1 \times \sin(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Os valores das cargas distribuídas a atuar nas ripas encontram-se na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Ações permanentes nas ripas.

Ações Permanentes – carga por metro linear de ripa (kN/m)		
PP da Ripa	Segundo z	(-)0,027
	Segundo y	0,013
PP da Telha cerâmica	Segundo z	(-)0,117
	Segundo y	0,055

* O sinal (-) simboliza um ação descendente.

- Ações variáveis**

Ação do vento

O vento, tal como preconizado na NBR 6123:1988, é normal à superfície em que atua. Deste modo, e no que diz respeito às ripas, a carga distribuída por metro de ripa provocará esforços de flexão unicamente segundo o eixo y, e esforços transversos segundo z.

Para determinar a carga distribuída por metro, p_{vento} , através da pressão de sucção do vento $w = (-) 1,25 \times 0,852 \text{ kN/m}^2$, basta usar a expressão:

$$p_{vento} = w \times d_{ripas} \text{ [kN/m]} \quad (4.6)$$

Na Tabela 4.12 apresenta-se o valor da carga distribuída nas ripas devido ao vento.

Tabela 4.12 - Ação do vento - cargas distribuídas nas ripas

Ações do Vento – carga por metro linear de ripa (kN/m)		
p_{vento}	Segundo z	0,3834

Sobrecarga

A carga accidental, q_k , de $0,5 \text{ kN/m}^2$, referida em 4.5.2.3., será transformada numa carga distribuída pelo comprimento da ripa, lembrando que esta carga é distribuída na projeção horizontal, então,

Segundo z:

$$q_{k,z} = 0,5 \times d_{ripas} \times \cos(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Segundo y:

$$q_{k,y} = 0,5 \times d_{ripas} \times \sin(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Em que $d_{ripas} = 0,36 \times \cos(25,2^\circ) = 0,326 \text{ m}$ na projeção horizontal.

Relativamente à carga accidental, Q_k , de 1 kN , não será usada nas ripas. A razão de não se utilizar essa sobrecarga, referida em 4.5.2.3., deve-se ao facto de que quem monta e repara uma cobertura desta natureza, não vai circular sobre os elementos mais frágeis da estrutura. Ao circular, fá-lo-á sobre as madres e caibros. Caso fosse considerada esta carga, as ripas teriam maiores secções

desnecessariamente, aumentando assim a carga permanente a atuar na estrutura e também o seu custo global.

4.5.3.2. Esforços Elásticos

Uma vez que se dispõe das cargas, podem-se determinar os esforços elásticos máximos, admitindo o modelo que coloca as ripas como vigas simplesmente apoiadas nos caibros.

Os momentos fletores máximos (a meio vão da ripa) e esforços transversos máximos (nos apoios) são dados pelas seguintes expressões:

$$M_{1/2\text{vão}} = \frac{p \times l^2}{8} \quad (4.7) \quad \text{e} \quad V_{\text{apoio}} = \frac{p \times l}{2} \quad (4.8)$$

onde p é a carga distribuída e l o comprimento da ripa. (dado pelo afastamento entre os caibros, $d_{\text{caibros}} = 0,45$ m). Os esforços elásticos estão então representados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Esforços elásticos nas ripas.

Cargas	$M_{1/2\text{vão}}$	$M_{1/2\text{vão}}$	$V_{\text{apoio},y}$	$V_{\text{apoio},z}$
	Plano xy	Plano xz		
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
Peso Próprio da ripa e da telha cerâmica	0,0017	0,0036	(-)0,0153	0,0324
Vento	-	(-)0,0097	-	(-)0,0863
Sobrecarga	0,0018	0,0037	(-)0,0156	0,0332

4.3.2.3. Estados Limites Últimos

Na verificação aos estados limites últimos é necessário atender às diferentes combinações de ações.

As combinações usadas foram as seguintes:

- Combinação 1, ação variável base – Vento.

$$S_{\text{combinação},1} = 1,4.S_{\text{ripas+telhas}} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

- Combinação 2, ação variável base – Vento, com as cargas permanentes consideradas favoráveis.

$$S_{\text{combinação},2} = 0,9.S_{\text{ripas+telhas}} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

- Combinação 3, ação variável base – Sobrecarga.

$$S_{\text{combinação},3} = 1,4.S_{\text{ripas+telhas}} + 1,4.S_{\text{sobrecarga}}$$

Onde S representa um esforço: momento fletor, esforço transversal ou esforço axial. Note-se que a combinação 2 foi considerada para maximizar a ação de sucção do vento na estrutura.

Como já referido no subcapítulo 3.3.3. do presente documento, a NBR 7190:1997 explicita três tipos de cargas permanentes, cargas permanentes de pequena variabilidade, de grande variabilidade e indiretas. Para as cargas permanentes serem classificadas como de pequena variabilidade, seria necessário que a madeira fosse classificada estruturalmente e que o seu peso específico tivesse um

coeficiente de variação não superior a 10%. Não há informações de que a madeira foi classificada estruturalmente e que o coeficiente de variação do peso específico seja inferior a 10%. Então nas combinações de ações, as cargas permanentes foram consideradas de grande variabilidade, sendo o seu coeficiente de ponderação $\gamma_g = 1,4$.

Importa também voltar a lembrar que a NBR 7190:1997, refere em 5.2.1, que um carregamento normal corresponde à classe de carregamento de longa duração, as eventuais ações de curta, ou média duração terão os seus valores atuantes reduzidos, a fim de que a resistência da madeira possa ser considerada como correspondente apenas às ações de longa duração. Então, e de acordo com o subcapítulo 3.3.4.1. do presente documento, para se levar em conta a maior resistência da madeira sob a ação de cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, em que o vento representa a ação variável principal, as solicitações nas peças de madeira devidas à ação do vento são multiplicadas por 0,75.

Representam-se os esforços elásticos de cálculo atuantes nas ripas, na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Esforços elásticos de cálculo nas ripas por combinação de ação.

Combinação	$M_{1/2vão}$	$M_{1/2vão}$	$V_{apoio,y}$	$V_{apoio,z}$
	Plano xy	Plano xz		
	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
1	0,0024	(-)0,0051	(-)0,0214	(-)0,0453
2	0,0015	(-)0,0069	(-)0,0153	(-)0,0615
3	0,0049	0,0102	(-)0,0433	0,0918

A combinação de ações que deve ser contabilizada para a verificação da segurança é a combinação 3, pois é a que leva a esforços mais elevados.

Como só existem tensões normais devidas aos momentos fletores e tensões de corte devidas ao esforço transversal apenas será necessário verificar as seguintes condições, explicadas em 3.5.:

1) *Flexão desviada:*

$$\frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mz,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mz,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

2) *Corte:*

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

As tensões normais elásticas devidas à flexão (M) devem ser calculadas conforme a teoria da elasticidade, da seguinte forma,

$$\sigma_M = \frac{M}{I} \cdot y \quad (4.9)$$

As tensões tangenciais máximas numa secção retangular devidas ao corte (V) são calculadas, da forma que se segue,

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{A_{\text{secção}}} \quad (3.36)$$

Inicialmente, determinar-se-ão as resistências de cálculo da madeira. Que são dadas pela expressão 3.10,

$$f_d = k_{\text{mod}} \times \frac{f_k}{\gamma_w}$$

Para combinações últimas normais, a NBR 7190:1997 impõe que as ações variáveis devem ser consideradas de longa duração, portanto $k_{\text{mod}1} = 0,7$.

A humidade ambiente da cidade de Florianópolis é 82,7% [34], estando então incluída na classe de humidade 3, $K_{\text{mod}2} = 0,8$.

O eucalipto é uma espécie do tipo folhosa, e como explicado em 3.4.3.2. a madeira é de 2ª categoria, $k_{\text{mod}3} = 0,8$.

Substituindo os valores na expressão 3.11, tem-se que $k_{\text{mod}} = 0,448$.

Desta forma, as resistências e módulo de elasticidade de cálculo são:

- $f_{c0d} = 0,448 \times \frac{43,4}{1,4} = 13,89 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 1,4$
- $f_{vd} = 0,448 \times \frac{5,78}{1,8} = 1,44 \text{ MPa}$, $\gamma_v = 1,8$
- $f_{td} = 0,448 \times \frac{86,52}{1,8} = 21,53 \text{ MPa}$, $\gamma_t = 1,8$
- $E_{c0,ef} = 0,448 \times 18421 = 8252,6 \text{ MPa}$

1) Flexão Desviada

$$I_y = \frac{0,1 \times 0,03^3}{12} = 2,25 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$I_z = \frac{0,03 \times 0,1^3}{12} = 2,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Em que,

$$\sigma_{My,d} = \frac{0,0108}{2,25 \times 10^{-7}} \times 0,015 = 0,720 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Mz,d} = \frac{0,0050}{2,5 \times 10^{-6}} \times 0,05 = 0,100 \text{ MPa}$$

Secção Retangular: $K_M = 0,5$

Substituindo os termos das equações 3.25 e 3.26, pelos respetivos valores, temos:

$$\frac{0,720}{13,89} + 0,5 \cdot \frac{0,100}{13,89} = 0,055 \leq 1 \text{ (Verifica)}$$

$$0,5 \cdot \frac{0,720}{13,89} + \frac{0,100}{13,89} = 0,033 \leq 1 \text{ (Verifica)}$$

Na verificação à flexão desviada foi utilizado o valor de $f_{c0,d}$, pois a resistência à compressão é inferior à da tração, logo a verificação foi feita para as fibras comprimidas.

2) Corte

$$\tau_{dz} = \frac{3}{2} \frac{0,0918}{0,1 * 0,03} = 0,046 \text{ MPa}$$

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \frac{0,0433}{0,1 * 0,03} = 0,022 \text{ MPa}$$

Tem-se então,

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2} = 0,051 \text{ MPa} \leq f_{vd} = 1,44 \text{ MPa} \text{ (Verifica)}$$

4.5.3.3. Estado Limite de Utilização

A ripa funciona como uma viga simplesmente apoiada nos caibros, como admitido, e a expressão para a flecha elástica máxima a meio vão da viga (0,5.l) em metros, de acordo com a teoria da elasticidade, para uma carga distribuída é:

$$f = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \text{ [m]} \quad (4.10)$$

Utilizando as condições de segurança para o estado limite de utilização para a combinação de longa duração,

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (3.3)$$

na qual a flecha limite é, $u_{ef} = L/200$, e esta condição tem que ser obedecida tanto no plano xy como no plano xz.

Flecha devida às cargas permanentes:

$$u_{G,y} = \frac{5 \times (0,013 + 0,055) \times 0,45^4}{384 \times 8252,61 \times 10^3 \times 2,5 \times 10^{-6}} = 1,76 \times 10^{-7} \text{ m}$$

$$u_{G,z} = \frac{5 \times (0,027 + 0,117) \times 0,45^4}{384 \times 8252,61 \times 10^3 \times 2,25 \times 10^{-7}} = 4,14 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Flecha devida às ações variáveis:

Como para construções correntes, usa-se a combinação de longa duração, o vento não entrará na verificação das flechas, pois $\psi_2 = 0$.

Assim,

$$u_{q,y} = \frac{5 \times (\psi_2 \times 0,5 \times 0,326 \times \sin(25,2^\circ)) \times 0,45^4}{384 \times 8252,61 \times 10^3 \times 2,5 \times 10^{-6}} = 6,25 \times 10^{-8} \text{ m}$$

$$u_{q,z} = \frac{5 \times (\psi_2 \times 0,5 \times 0,326 \times \cos(25,2^\circ)) \times 0,45^4}{384 \times 8252,61 \times 10^3 \times 2,25 \times 10^{-7}} = 1,03 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Com $\psi_2 = 0,2$ para cargas acidentais, sendo a cobertura em questão, considerada como “*Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas.*”

Na seguinte tabela (Tabela 4.15) estão representadas, para a combinação de ações de longa duração, as flechas máximas.

Tabela 4.15 - Flechas instantâneas nas ripas (m)

Flecha limite (l/200)	Seg. y: $u_{ef,y}=u_{g,y}+u_{q,y}$	Verificação em y	Seg. z: $u_{ef,z}=u_{g,z}+u_{q,z}$	Verificação em z
$2,25 \times 10^{-3} \text{ m}$	$1,82 \times 10^{-6} \text{ m}$	(Verifica)	$5,17 \times 10^{-5} \text{ m}$	(Verifica)

Convém salientar que a NBR7190:1997 não tem em conta o efeito da fluência no cálculo de flechas para construções correntes.

4.5.4. CAIBROS

Os caibros suportam as ripas, fazendo o eixo desta peça um ângulo de $25,2^\circ$ com a horizontal.

A figura 4.31 mostra o esquema estrutural utilizado, sendo que os apoios extremos são vigas, a viga da esquerda é o frechal e a da direita é a madre. Optou-se uma vez mais pelo modelo de viga simplesmente apoiada, pois a ligação de continuidade do caibro dá-se em cima da madre, e a sua ligação não é rígida o suficiente para transmitir momentos.

O comprimento do caibro é de 3,53 m e eixo da peça é o eixo x, a altura da secção é paralela ao eixo z e a sua largura paralela ao eixo y.

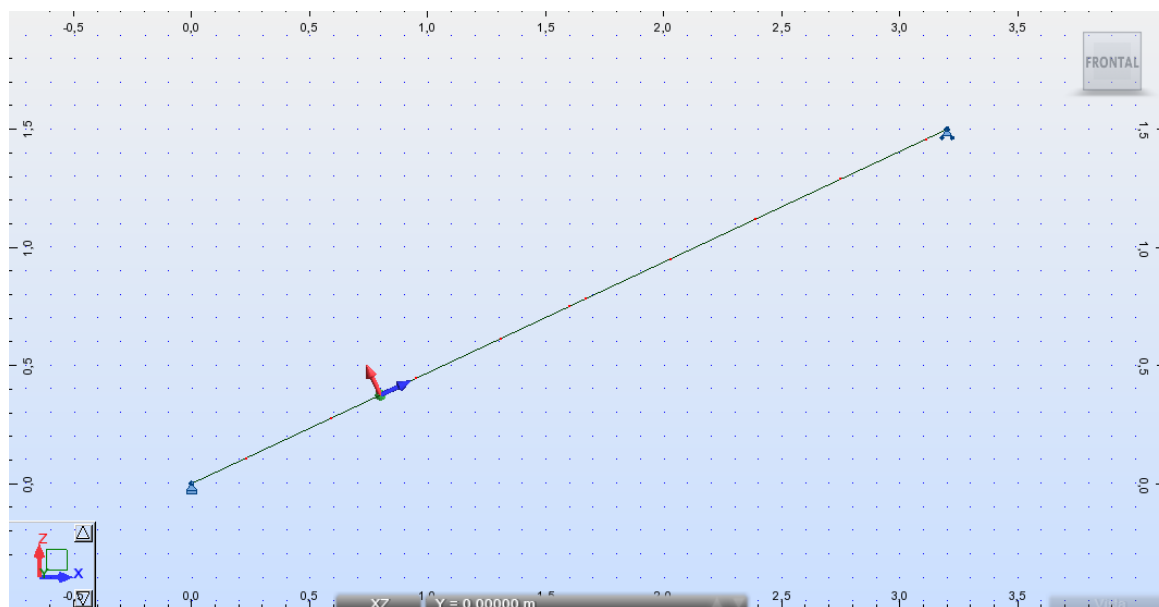


Figura 4.31 – Modelo do Caibro no software Autodesk Robot Structural Analysis Professional

4.5.4.1. Carga nos caibros

Os caibros de madeira apresentam uma secção transversal de 5 x 10 cm e um espaçamento entre si de 45 cm. Na Tabela 4.16 encontram-se definidas as suas propriedades geométricas, como a área, momentos de inércia, módulos de flexão e raios de giração nas duas direções principais de flexão.

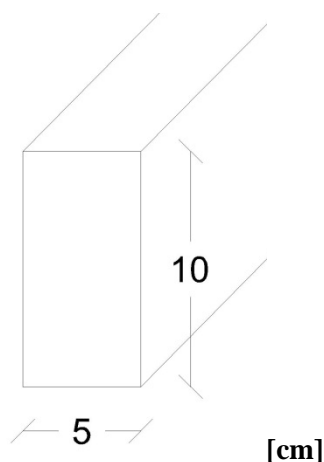


Figura 4.32 - Secção transversal dos caibros de madeira em cm.

Tabela 4.16 - Propriedades geométricas da secção dos caibros.

Área (m ²)	I _z (m ⁴)	I _y (m ⁴)	W _z (m ³)	W _y (m ³)	i _z (m)	i _y (m)
0,005	1,04x10 ⁻⁶	4,17x10 ⁻⁶	4,17x10 ⁻⁵	8,33x10 ⁻⁵	0,0144	0,0289

- Ações permanentes**

Peso próprio de um caibro (PP_{caibro}):

Segundo z (normal) tem-se:

$$PP_{z,\text{caibro}} = \rho_{\text{aparente}} \times A_{\text{seção}} \times \cos(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{z,\text{caibro}} = 9,8 \times 0,05 \times 0,1 \times \cos(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Segundo x (axial) tem-se:

$$PP_{x,\text{caibro}} = \rho_{\text{aparente}} \times A_{\text{seção}} \times \sin(25,2^\circ) \Leftrightarrow PP_{x,\text{caibro}} = 9,8 \times 0,05 \times 0,1 \times \sin(25,2^\circ) \text{ [kN/m]}$$

Cargas provenientes das ripas e das telhas:

A carga concentrada, que descarrega nos caibros pontualmente de 36 cm em 36 cm é dada pela reação vertical nos apoios da ripa multiplicada por dois, isto porque há duas reações de ripas no mesmo ponto do caibro:

$$R_{\text{ripas}} = 2 \times \sqrt{(V_{\text{apoio},y})^2 + (V_{\text{apoio},z})^2} = 2 \times \sqrt{(0,0153)^2 + (0,0324)^2} = 0,0716 \text{ kN}$$

A Figura 4.33 mostra as cargas provenientes das ripas aplicadas pontualmente no caibro.



Figura 4.33 – Ação das ripas no caibro.

- Ações Variáveis**

Ação do Vento

As cargas devido à ação do vento nos caibros provêm das reações verticais das ripas, neste caso o coeficiente de pressão exterior, continua a ser igual a -1,25, portanto:

$$R_{\text{vento}} = 2 \times 0,0863 \text{ kN (vento de sucção e perpendicular ao eixo do caibro).}$$

Decompõe-se este carregamento, sendo, nas direções vertical e horizontal igual a 0,1562 kN e 0,0735 kN, respetivamente. O carregamento pode então ser observado na Figura 4.34.

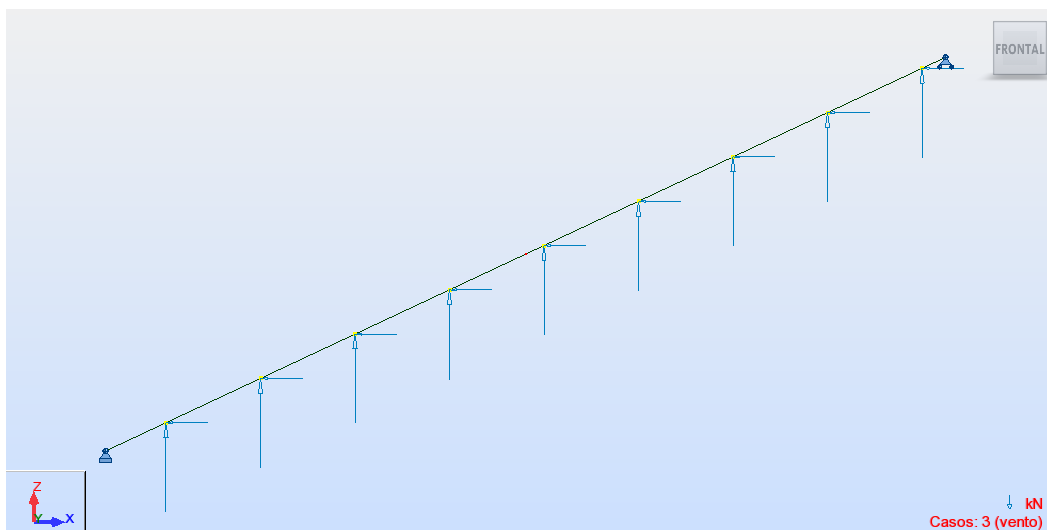


Figura 4.34 - Ação do vento no caibro.

Sobrecarga

Colocou-se uma carga de 1kN, a meio vão do caibro, por ser o ponto mais desfavorável onde poderá situar-se uma pessoa. Colocou-se também a carga acidental de $0,5 \text{ kN/m}^2$, como uma carga distribuída por metro, ao longo da projeção horizontal. Tendo o valor de $0,225 \text{ kN/m}$ ($0,5 \times d_{\text{caibros}} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 0,45 \text{ m}$). Ao projetar essa carga no relativamente ao eixo do caibro, a carga distribuída tem o valor de $0,204 \text{ kN/m}$.

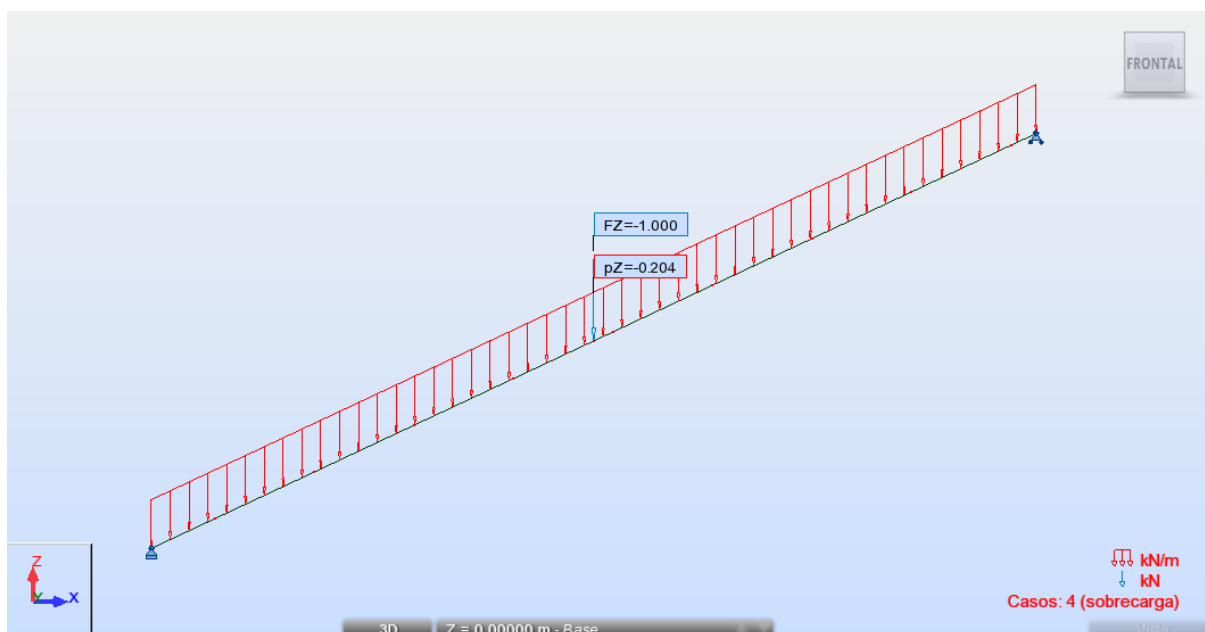


Figura 4.35 - Ação da sobrecarga no caibro.

De seguida, apresenta-se na Tabela 4.17 os valores resumidos das cargas atuantes nos caibros.

Tabela 4.17 – Ações atuantes nos caibros.

Ações permanentes		
PP_{caibro}	seg. z	(-)0,0443 kN/m
	seg. x	(-)0,0209 kN/m
R_{ripas} (de 36 em 36cm)	seg. z	(-)0,0716 kN
Ações variáveis		
R_{vento} (de 36 em 36 cm)	seg. z	0,1562 kN
	seg. x	(-)0,0735 kN
Carga concentrada	seg. z	(-)1 kN
Carga distribuída	seg. z	(-)0,204 kN/m

4.5.4.2. Estados Limites Últimos

Na verificação aos estados limites últimos é necessário atender às diferentes combinações de ações. Essas combinações são as mesmas usadas nas ripas:

- Combinação 1, ação variável base – Vento.
- Combinação 2, ação variável base – Vento, com as cargas permanentes consideradas favoráveis.

$$S_{\text{combinação},1} = 1,4.S_{cp} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

$$S_{\text{combinação},2} = 0,9.S_{cp} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

Foram utilizadas as duas sobrecargas na combinação 3, a de 0,5 kN/m² e a sobrecarga de 1 kN, a sobrecarga que leva a esforços mais gravosos foi tomada como principal e a outra como secundária. Assim sendo a combinação 3 passa a ser calculada da seguinte forma:

- Combinação 3, ação variável base – Sobrecarga.

$$S_{\text{combinação},3} = 1,4.S_{cp} + 1,4.[S_{Q1,k} + \psi_0 \times S_{Q2,k}]$$

Em que, para cargas acidentais em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas, $\psi_0=0,4$.

Representa-se na Tabela 4.18 os esforços máximos por combinação no caibro.

Tabela 4.18 - Esforços máximos no caibro.

Combinação	N_x kN	V_z kN	M_y kN.m
Combinação 1	0,528 ⁽¹⁾	0,311	(-)0,252
Combinação 2	0,492 ⁽¹⁾	0,465	(-)0,385
Combinação 3	0,617 ⁽¹⁾	(-)1,353	1,736
(Sobrecarga de 1kN como carga principal)	(-)0,634 ⁽¹⁾		

⁽¹⁾ O sinal (-) simboliza tração.

Relativamente a elementos sujeitos à compressão e à flexão, como foi aclarado em 3.5, para a sua verificação, tem que se determinar em primeiro lugar os coeficientes de esbelteza.

Assim sendo e usando os valores das propriedades geométricas da Tabela 4.16,

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{0,36}{0,029} = 12,47$$

$$\lambda_z = \frac{L_0}{i_z} = \frac{0,36}{0,014} = 24,94$$

O comprimento de encurvadura (L_0) é de 36 cm pois os caibros são contraventados pelas ripas.

Como λ_y e λ_z são menores que 40 o elemento é considerado curto nos 2 planos de flexão, então não será necessário verificar a estabilidade relativamente à compressão do caibro.

Analisando os diagramas de esforços para as três combinações, observa-se que a combinação 3 é a preponderante. A peça está sujeita à flexão composta com compressão e tração, e também à tração simples (no apoio direito), será então necessário, verificar as seguintes condições, utilizando os esforços da combinação 3:

1) *Tração normal às fibras*

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{s,d}}{A_{wn}} \leq f_{t,d}$$

2) *Flexão composta com tração*

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{to,d}} \leq 1$$

3) *Flexão composta com compressão*

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1$$

4) *Corte*

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

Verificação da resistência a tensões normais

1) *Resistência à tração normal às fibras:*

$$\sigma_{t,d} = \frac{0,634}{0,05 \times 0,1} \leq 21,53 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{t,d} = 126,8 \text{ kPa} \leq 21,53 \times 10^3 \text{ kPa (Verifica)}$$

2) *Flexão composta com tração*

A seção condicionante é a secção a meio vão em que $N_x = -0,290 \text{ kN}$ e $M_y = 1,736 \text{ kN.m}$, sendo:

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{0,290}{0,05 \times 0,1} = 58 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{1,736}{W_y} = 2,083 \times 10^4 \text{ kPa.}$$

logo tem-se:

$$\frac{58}{21,53 \times 10^3} + \frac{2,083 \times 10^4}{21,53 \times 10^3} = 0,97 < 1 \text{ (Verifica)}$$

Para a verificação à flexão composta com compressão, ponto 3), será necessário escolher as secções condicionantes, que neste cenário, serão:

- A secção do apoio esquerdo, pois possui o maior esforço axial de compressão, $N_x = 0,617 \text{ kN}$ e $M_y = 0 \text{ kN.m}$;
- A secção a meio vão, onde se situa o momento máximo, $N_x = 0,310 \text{ kN}$ e $M_y = 1,736 \text{ kN.m}$.

Então,

Apoio esquerdo:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{0,617}{0,05 \times 0,1} = 123,4 \text{ kPa} < f_{cd} = 13,89 \times 10^3 ;$$

$$\sigma_{My,d} = 0 \text{ kPa.}$$

Logo substituindo os valores tem-se que,

$$\left(\frac{123,4}{13,89 \times 10^3} \right)^2 + 0 = 7,89 \times 10^{-5} \leq 1 \text{ (Verifica)}$$

Meio vão:

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{0,310}{0,05 \times 0,1} = 62 \text{ kPa;}$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{1,736}{W_y} = 2,083 \times 10^4 \text{ kPa.}$$

Então,

$$\left(\frac{62}{13,89 \times 10^3} \right)^2 + \frac{2,083 \times 10^4}{13,89 \times 10^3} = 1,5 > 1 \text{ (Não Verifica)}$$

Verificação de resistência a tensões tangenciais

Relativamente ao corte, ponto 4), tem-se que:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{1,353}{0,05 \times 0,1} = 405,9 \text{ kPa} \leq 1,44 \times 10^3 \text{ kPa} \quad \text{(Verifica)}$$

4.5.4.3. Estado Limite de Utilização

Para a combinação de serviço, expressão 3.3, a mesma da verificação de serviço das ripas, e usando também os mesmos valores reduzidos de combinação, os deslocamentos máximos estão representadas na seguinte tabela (Tabela 4.19).

Tabela 4.19 - Deslocamentos máximos, obtidos no software Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Deslocamento máximo	Flecha limite (l/200)	Verificação
$7,0 \times 10^{-3} \text{ m}$	$17,7 \times 10^{-3} \text{ m}$	(Verifica)

4.5.4.4. Conclusão

O caibro não cumpre os requisitos impostos pela NBR 7190:1997 para o estado limite último relativamente à flexão composta com compressão. Isto deve-se ao elevado momento provocado pela sobrecarga de 1kN.

Caso a sobrecarga de 1kN, imposta pelo item 2.2.1.4. da norma NBR 6120:1980 não fosse aplicada, teríamos os seguintes esforços para a combinação 3:

Tabela 4.20 – Esforços para a combinação 3 sem a sobrecarga de 1kN.

Combinação	N_x kN	V_z kN	M_y kN.m
Combinação 3	0,340 (-)0,471	(-)1,004	0,869

Verificando estes esforços a meio vão para a:

1) *Flexão composta com compressão*

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{0,340}{0,05 \times 0,1} = 68 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{0,869}{W_y} = 1,043 \times 10^4 \text{ kPa}.$$

Então,

$$\left(\frac{68}{13,89 \times 10^3} \right)^2 + \frac{1,043 \times 10^4}{13,89 \times 10^3} = 0,751 < 1 \text{ (Verifica)}$$

Sem essa sobrecarga de 1 kN os caibros já verificam a condição relativa a esforços de flexão composta com compressão. Essa sobrecarga de 1kN será condicionante numa futura reparação do telhado. Pois essa sobrecarga, como já foi referido anteriormente, representa o peso de um trabalhador com ferramentas. Será necessário então, numa futura reparação, um certo cuidado na circulação por parte dos trabalhadores, nos caibros.

4.5.5. ESTRUTURA PRINCIPAL DA COBERTURA

Estando já efetuada a verificação da segurança dos elementos estruturais secundários da cobertura (ripas e caibros), será agora analisada a sua estrutura principal, composta pela madre e pelas asnas. O modelo adotado está representado na Figura 4.36, onde todas as cargas serão aplicadas na madre e, contrariamente ao pressuposto normal, as asnas foram modeladas com os dois apoios a funcionar

como duplos, impedindo o deslocamento segundo os eixos globais z e y . Isto irá implicar que a linha não receba esforços de tração.

Seguidamente, será explicado o porquê deste modelo.

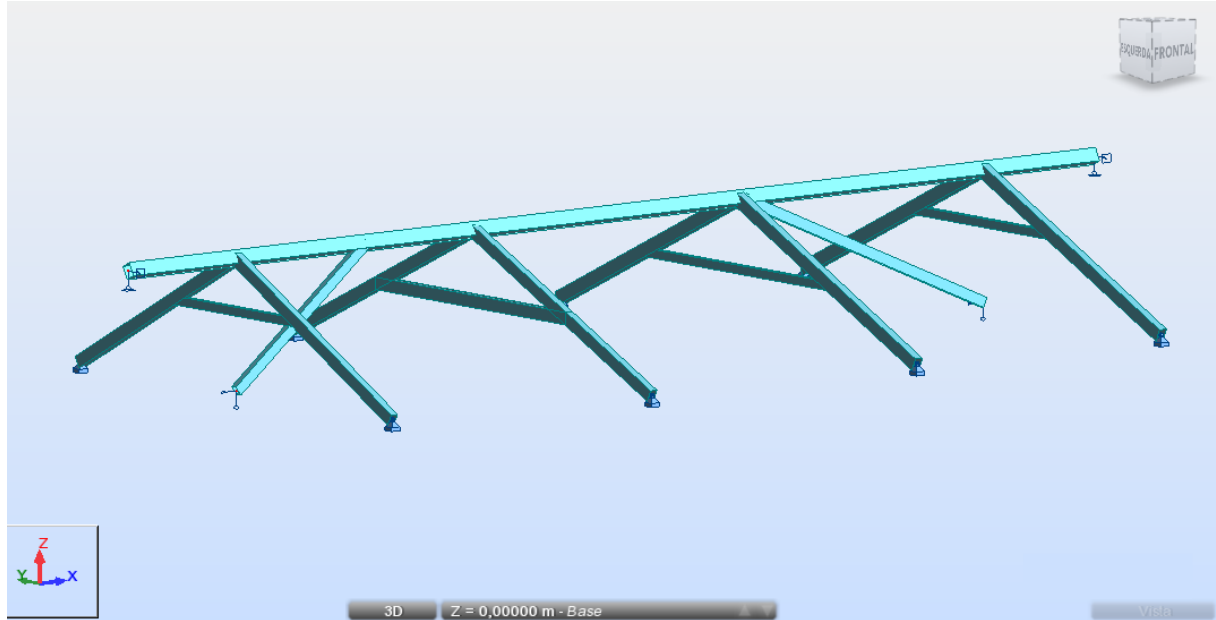


Figura 4.36 - Modelo de cálculo da estrutura da cobertura realizado no software Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

A dificuldade em escolher o modelo de cálculo que melhor representasse a realidade, resultou da existência das duas escoras diagonais C1 e C2. Como mostra a Figura 4.37, estes elementos descarregam as cargas para uma viga situada no topo das paredes da sala de jantar.

Saindo da área de estudo, existem outras escoras diagonais simétricas, que descarregam as cargas no mesmo ponto de apoio das escoras C1 e C2 (ver Figura 4.37). Logo as condições de apoio das escoras são apoios duplos que bloqueiam o deslocamento horizontal e vertical no seu plano longitudinal.

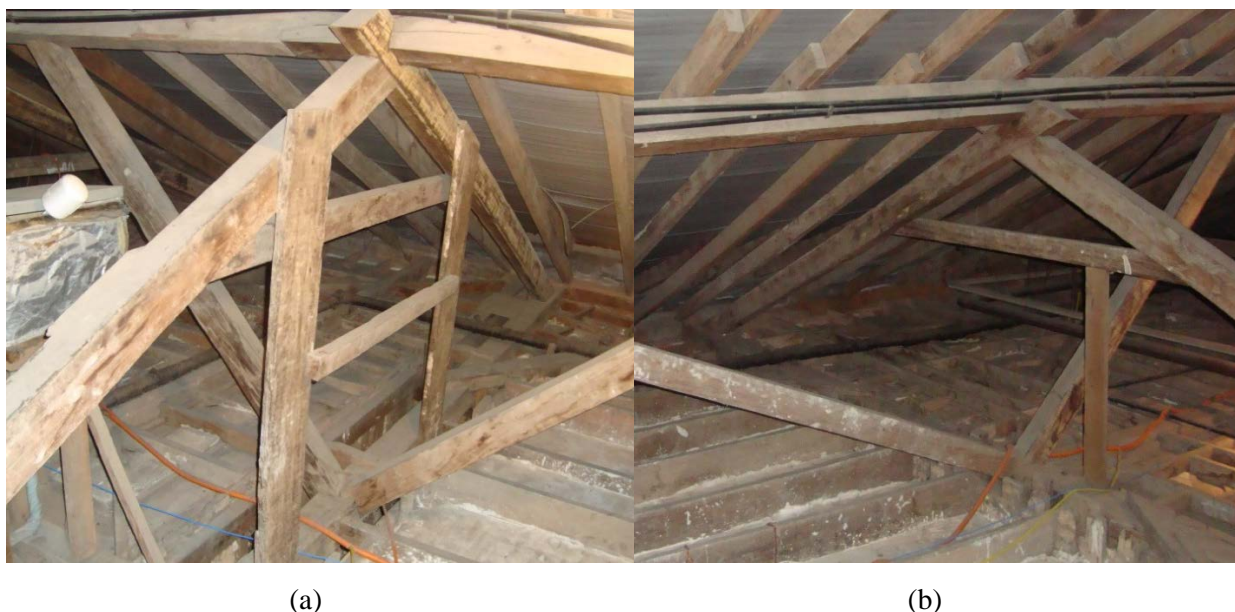


Figura 4.37 - Na figura a) está representado o elemento C1 e a Asna 1. Na figura b) observa-se o elemento C2 e a Asna 4.

Num projeto a escolha do modelo é de extrema importância. Não se deve apenas ficar com um modelo que teoricamente “funcione”, é necessário realizar vários modelos e escolher o que se aproxima mais da realidade.

Sabendo isto, foram testados diferentes modelos para a cobertura, sendo estes seguidamente explicados:

- 1) *As condições de apoio das asnas consideradas como apoio simples numa perna e apoio duplo na outra.*

Esta hipótese leva a uma diferença significativa de rigidez entre as asnas e os elementos C1 e C2. Pois, sendo simples, um dos apoios das asnas, provocará, ao receber a carga proveniente da mãe, um deslocamento horizontal da perna assente nesse apoio. Esse deslocamento horizontal conduzirá implicitamente a um deslocamento vertical no topo da asna, levando a que as forças se concentrem nos elementos C1 e C2, pois o deslocamento vertical que experimentam é apenas devido à sua deformação axial, que é quase nulo. Então, essa diferença de rigidez entre as asnas e as escoras diagonais C1 e C2, fará com que as escoras se encontrem demasiado carregadas.

Note-se que neste caso estes elementos receberiam mais esforços que as asnas (que são os elementos principais da estrutura). Numa fase mais avançada dos cálculos, fazendo as verificações de segurança e de estabilidade impostas pela NBR 7190:1997, estes elementos não verificam a segurança à estabilidade. Para verificar a segurança à estabilidade para peças comprimidas as escoras diagonais teriam que verificar a seguinte condição:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (3.21)$$

Para esclarecer o porquê de se ter descartado este modelo de cálculo, o resultado da expressão 3.21 era superior a 15, um valor demasiado elevado e, pelo que foi observado no local, estes elementos, C1 e C2, não se encontravam encurvados.

- 2) *Utilizando as mesmas condições de apoio que foram usadas em 1), mas com os elementos diagonais C1 e C2 apenas a receberem os esforços devido às sobrecargas.*

Desconfia-se que os elementos C1 e C2, não foram colocados aquando a construção da cobertura, isto é, foram colocados posteriormente. Tal implica que estes elementos apenas recebam esforços devido às sobrecargas, ou também a cargas permanentes de elementos que foram colocados posteriormente, como por exemplo devido a telhas recentes que tenham um peso próprio superior às anteriores.

A principal razão para não ter sido considerada esta hipótese de cálculo resultou do facto deste pressuposto poder não ser verdadeiro. Não havendo dados nem provas concretas, não é razoável admitir cenários que possam não corresponder à realidade.

3) *A madre calculada como uma viga simplesmente apoiada, em que os apoios representam as asnas e os elementos diagonais C1 e C2.*

Este cenário era, em princípio, o que retratava melhor o comportamento da estrutura e, sendo um modelo simples, para o qual a análise de resultados é mais intuitiva e, por consequência, a probabilidade de más interpretações e erros é menor. Os esforços obtidos nos apoios da madre seriam, posteriormente, as forças a aplicar nas asnas.

As asnas seriam então dimensionadas com as cargas aplicadas no seu nó superior (ligação perna-perna), que possuindo um apoio duplo e outro simples, colocaria a linha a trabalhar à tração como, é habitual numa estrutura deste tipo (estrutura do tipo treliça).

De facto, este não foi o modelo usado, e a explicação para tal é apresentada de seguida no modelo 4).

4) *As asnas tendo os dois apoios a funcionar como apoios duplos.*

Este foi o modelo adotado, pois numa fase mais avançada dos cálculos, concluiu-se que a resistência das ligações linha-perna era reduzida. Sendo que para resistir aos esforços instalados na linha para os modelos de cálculo 2) e 3), as ligações necessitariam de mais do que o quádruplo de pregos que efetivamente apresentam.

As ligações serão tratadas no próximo capítulo, mas para o enquadramento deste caso, as ligações linha-perna das Asnas 1 e 4 apresentam 4 pregos e as ligações linha-perna das Asnas 2 e 3 possuem 6 pregos. Como exemplo para justificar que estas ligações não foram dimensionadas para resistir a esforços de tração na linha, na ligação linha-perna da Asna 1, a zona de contacto da madeira com o prego esmaga para uma força de 0,79 kN, o que implica que a ligação resiste a 4 vezes essa força (3,16 kN). Esta ordem de grandeza de esforços é muito reduzida para estes elementos e as ligações não apresentavam visualmente qualquer problema.

Percebeu-se então que as linhas destas asnas não foram colocadas para suportar forças de tração, mas sim apenas para reduzir o comprimento de encurvadura das pernas. Dado que invalida o modelo de cálculo 3) em que a linha estaria a resistir a esforços de tração.

Tendo as asnas ambos os apoios a funcionar como duplos, fará com que a linha não trabalhe, ou que receba esforços de tração muito reduzidos, assim sendo, este cenário de cálculo é o que representa melhor o funcionamento real da estrutura da cobertura.

4.5.6. MADRE

A madre apresenta uma secção de 12,5 x 16 cm, sendo a altura representada pelo eixo z, a largura pelo eixo y e x é o eixo da longitudinal da peça, como ilustra a figura 4.38. Esta convenção local é usada para todos os elementos da cobertura. A secção da madre encontra-se rodada segundo o seu eixo longitudinal, com a mesma inclinação da cobertura, $\alpha=25,2^\circ$.

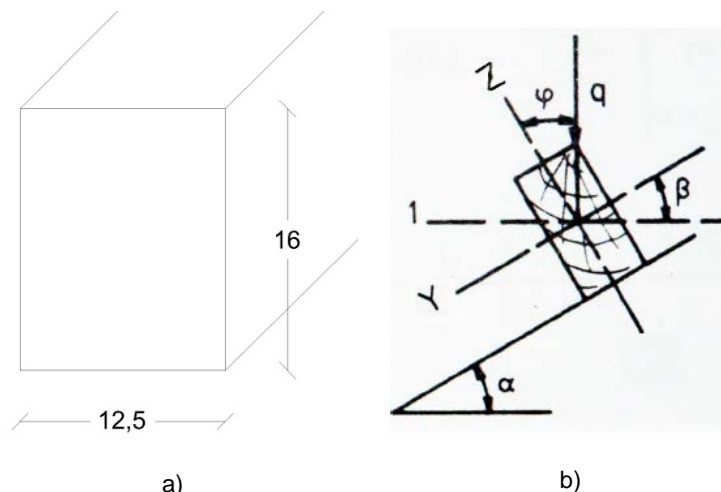


Figura 4.38 - Em a) Secção transversal da madre de madeira em cm, e em b) representação dos eixos da secção transversal da madre.

4.5.6.1. Cargas na madre

Os pesos próprios dos elementos da estrutura principal da cobertura foram considerados automaticamente pelo programa, definindo essa ação no primeiro caso de carga. As restantes ações aplicadas na madre, são:

- **Ações permanentes**

A carga atuante devido ao peso próprio das telhas, ripas e caibros, é aplicada segundo o eixo global z, e é definida como uma carga linear constante por metro, obtida pela seguinte expressão:

$$(PP_{telhas} + PP_{ripas} + PP_{caibros}) \times A_{Influência}$$

Os pesos próprios são definidos por metro quadrado (kN/m^2), a área de influência, dos pesos próprios a atuar na madre, é definida na projeção horizontal (eixo y do *software Autodesk Robot*), e tem o valor de $3,2 \times 1$ m.

Como o peso próprio está aplicado na projeção inclinada da cobertura a área de influência da madre será $3,534 \times 1$ m.

Então:

$$PP_{telhas} = 0,358 \text{ kN/m}^2$$

$$PP_{ripas} = 0,082 \text{ kN/m}^2$$

$$PP_{caibro} = \frac{9,8 \times 0,05 \times 0,1}{0,45 \text{ (m)}} = 0,109 \text{ kN/m}^2$$

Assim sendo, $(0,358 + 0,085 + 0,109) \times 3,534 = 1,951 \text{ kN/m}$.

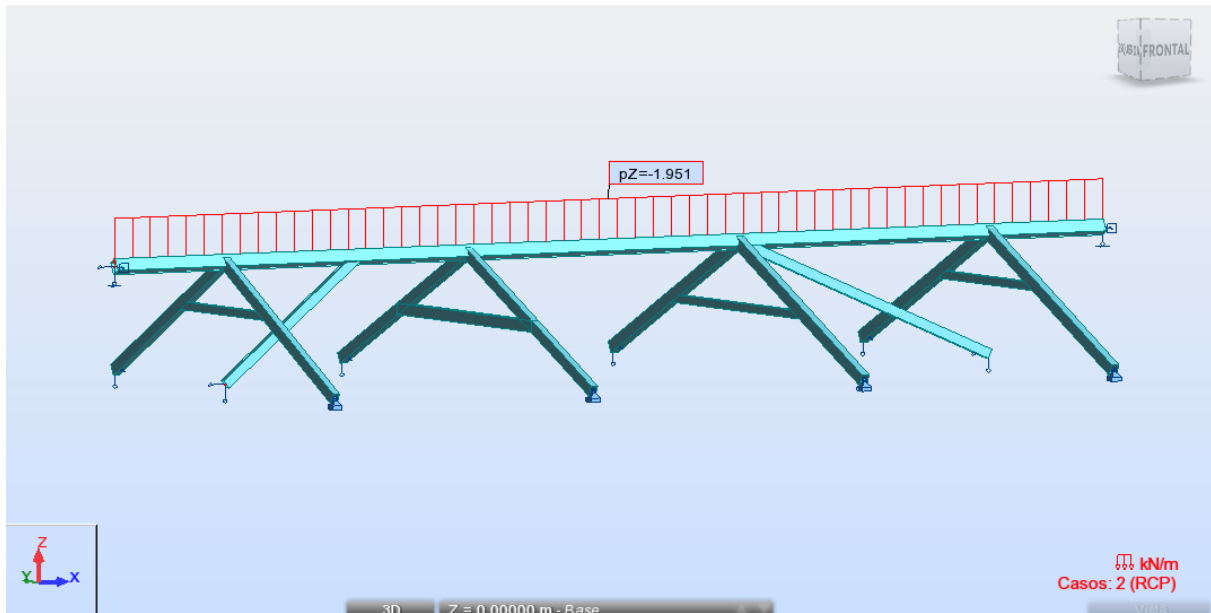


Figura 4.39 - Restantes cargas permanentes aplicadas na madre segundo z.

- **Ações Variáveis**

Ação do Vento

O valor de cálculo da ação do vento é agora diferente do usado para a verificação da segurança dos caibros e ripas, isto porque agora o coeficiente de pressão externa será considerado igual a -0,8 e não -1,25. Estando explicado no subcapítulo 4.5.2.2. do presente capítulo, o porquê de diferentes C_{pe} para os diferentes elementos da cobertura.

A carga devida ao vento é então,

$$w = -0,8 \times 0,852 \times 3,534 = -2,409 \text{ kN/m}$$

Esta força é aplicada segundo o eixo local z da madre, pois o vento atua sempre perpendicularmente à cobertura.

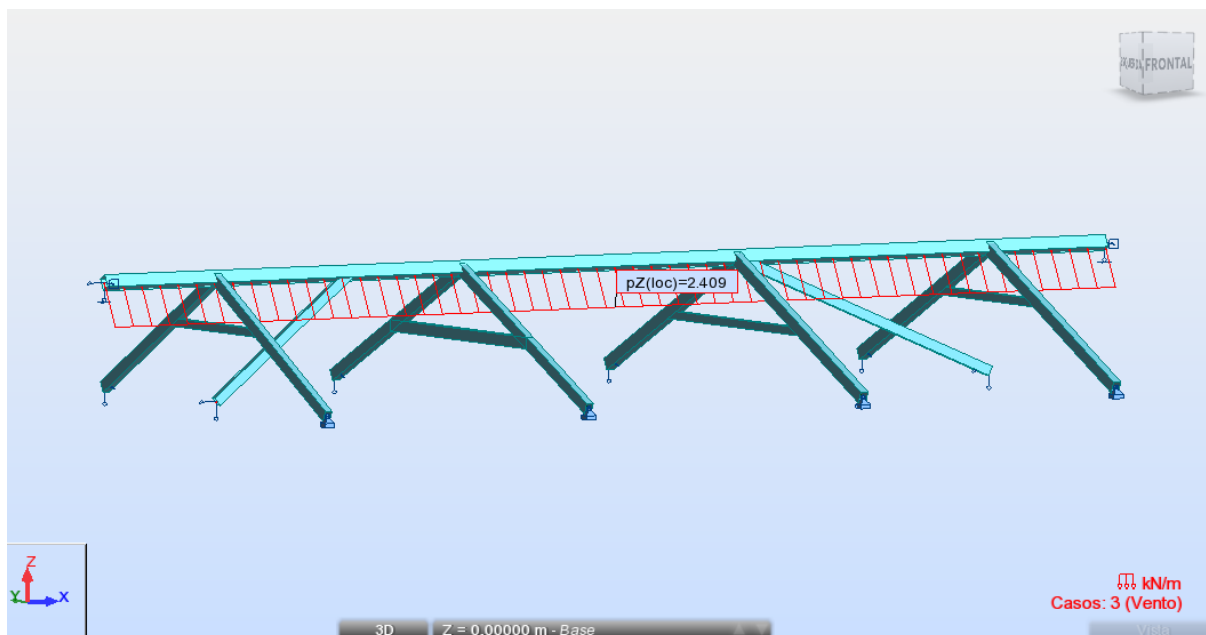


Figura 4.40 - Carga relativa ao vento, aplicada no eixo local z da madre.

Sobrecarga

A sobrecarga é sempre aplicada na projeção horizontal, logo a resultante da sobrecarga de $0,5\text{kN/m}^2$ na madre será de $0,5 \times 3,2\text{ m} = 1,6\text{ kN/m}$. Em que $3,2\text{ m}$ é a largura de influência da madre na projeção horizontal.

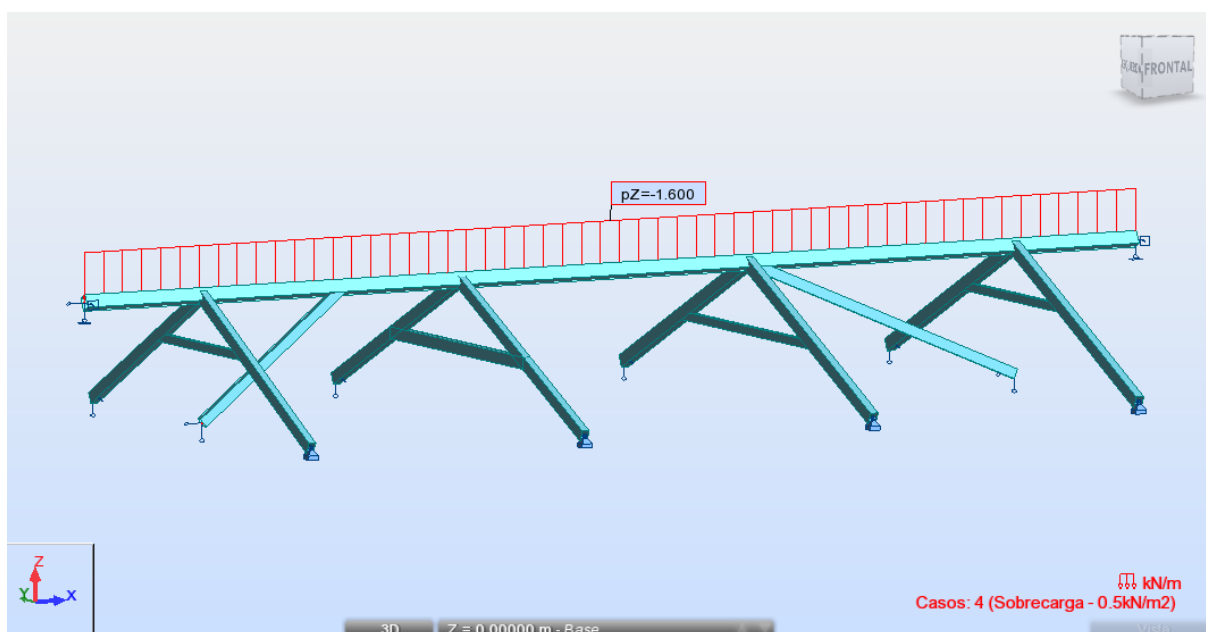


Figura 4.41 - Sobrecarga de 0.5kN/m^2 aplicada na madre como carga uniformemente distribuída por metro.

No que diz respeito à carga de 1 kN , esta é aplicada no ponto mais gravoso da madre, ponto no qual se obtém o agravamento de momentos e/ou esforços transversos na secção mais crítica.

Para saber qual o ponto onde aplicar a sobrecarga de 1kN é preciso então saber qual a secção mais condicionante. Como tanto as cargas permanentes como a sobrecarga de 0.5kN/m^2 são constantes ao longo da madre, qualquer valor de carga linear constante indicará qual a secção crítica. As duas seguintes figuras mostram os diagramas de esforços transversos e momentos, respetivamente, para uma carga de 1,6 kN/m.

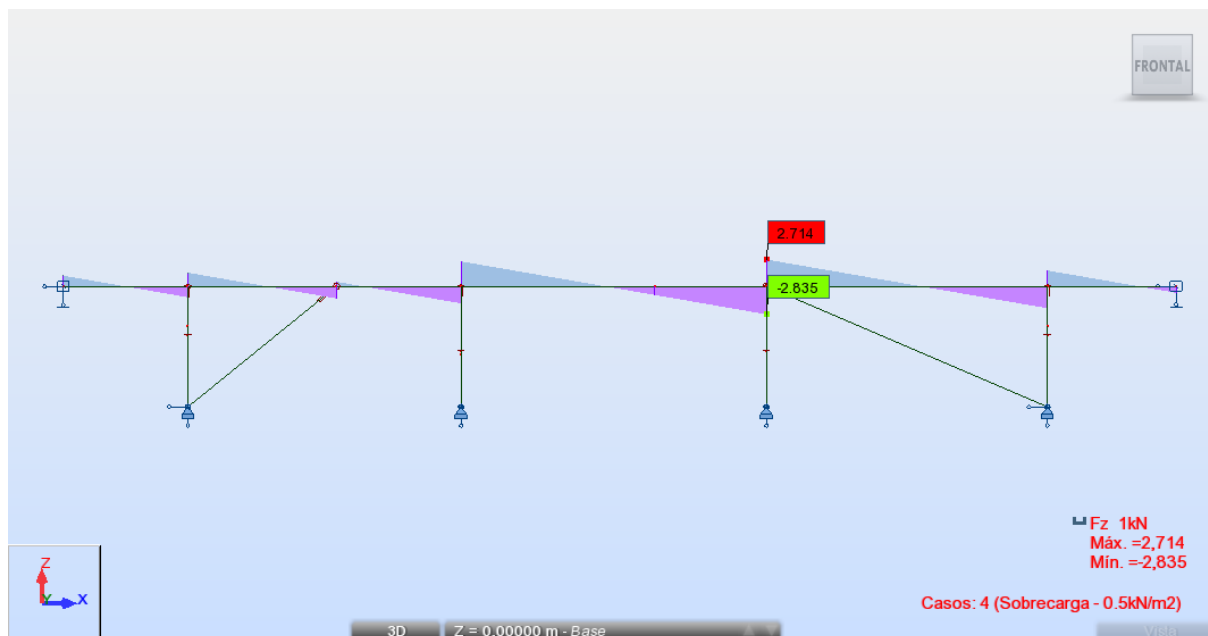


Figura 4.42 - Diagrama de esforço transverso devido a uma carga de 1,6 kN/m aplicada na madre segundo o eixo z global.

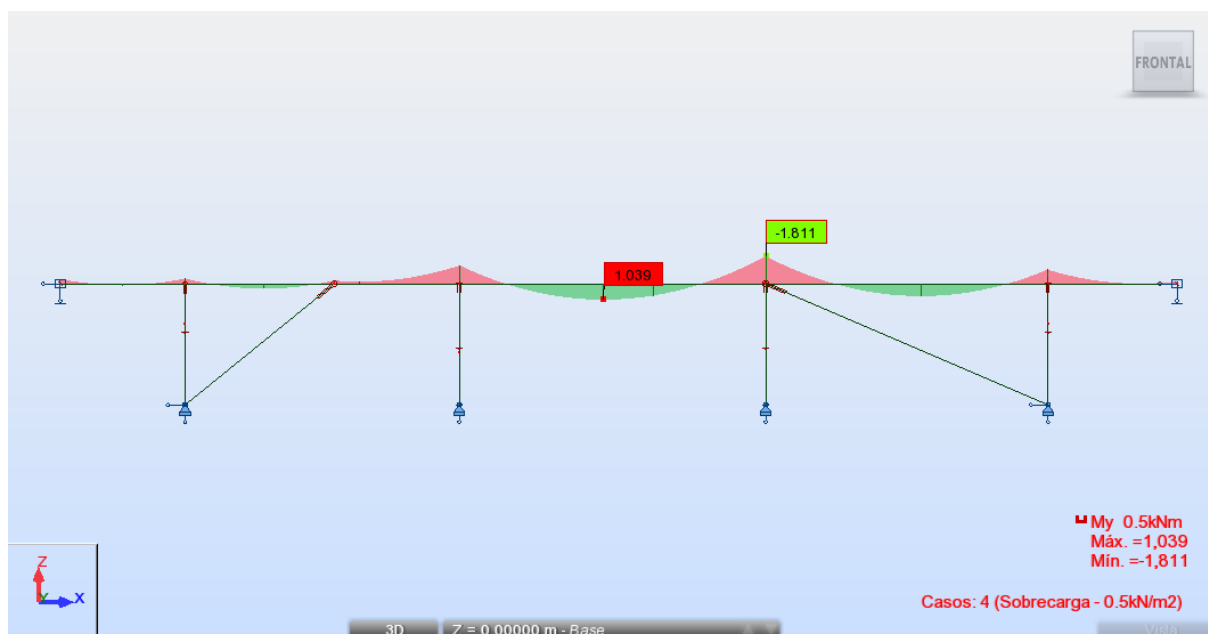


Figura 4.43 - Diagrama de momento fletor devido a uma carga de 1,6 kN/m aplicada na madre segundo o eixo z global.

Como se observa nas figuras anteriores (Figuras 4.42 e 4.43), a secção crítica é a secção onde a madre se apoia na Asna 3. Fazendo a linha de influência para agravar os esforços dessa secção, obtém-se o ponto onde aplicar a sobrecarga concentrada de 1kN.

Esse ponto situa-se 1,39 m à esquerda da Asna 3, para o agravamento de momentos fletores, e no que toca ao esforço transversal a sobrecarga de 1kN será aplicada junto ao apoio que representa a Asna 3.

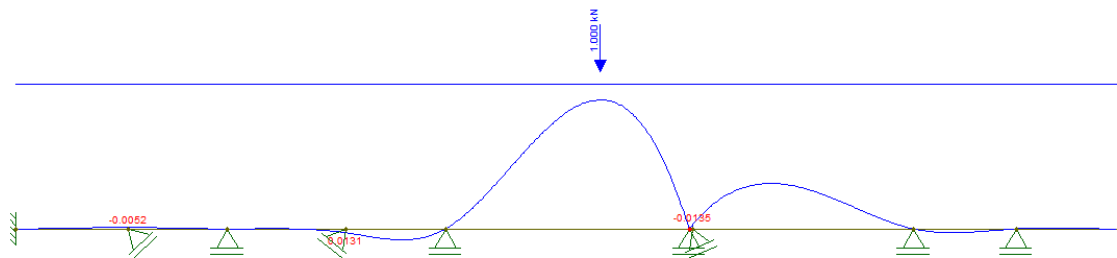


Figura 4.44 - Linha de influência para o agravamento dos momentos na secção de apoio correspondente a Asna 3, utilizando o *software Ftool*.

A Tabela 4.21 mostra um resumo dos carregamentos na madre.

Tabela 4.21 - Ações atuantes na madre.

Ações permanentes	
Peso próprio da madre de madeira	Calculado automaticamente pelo programa
Restantes Cargas Permanentes (RCP)	(-)1,951 kN
Ações variáveis	
Vento segundo o eixo local z da madre	2,409 kN
Carga distribuída	(-)1,6 kN/m
Carga concentrada aplicada a 1,39m à esquerda da Asna 3 para a maximização do momento.	(-)1,0 kN
Carga concentrada aplicada junto à Asna 3 para a maximização do esforço transversal.	(-)1,0 kN

4.5.6.2. Estados Limites Últimos

Uma vez apurados os valores dos carregamentos, determinaram-se os esforços elásticos no programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, sobre os quais se apresenta seguidamente uma tabela (Tabela 4.22) que ilustra os esforços máximos. Relembrando que a convenção adotada é a mesma da *software* e está representada na Figura 4.19.

Tabela 4.22 - Esforços máximos na madre.

Combinação	N_x kN	V_z kN	V_y kN	M_z kN.m	M_y kN.m
Combinação 1	0,566 (-)0,459 ⁽¹⁾	0,595	2,496	(-)1,569	(-)0,461
Combinação 2	0,391 (-)0,386 ⁽¹⁾	1,900	1,601	(-)1,002	1,198
Combinação 3	4,858 ⁽¹⁾ (-)3,544 ⁽¹⁾	(-)9,124	4,892	(-)3,113	(-)5,784

⁽¹⁾ O sinal (-) simboliza tração.

As combinações são as mesmas às usadas nas verificações das ripas e dos caibros.

- Combinação 1, ação variável base – Vento.

$$S_{\text{combinação},1} = 1,4.S_{pp} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

- Combinação 2, ação variável base – Vento, com as cargas permanentes consideradas favoráveis.

$$S_{\text{combinação},2} = 0,9.S_{pp} + 1,4.[0,75 S_{\text{vento}}]$$

- Combinação 3, ação variável base – Sobrecarga.

$$S_{\text{combinação},3} = 1,4.S_{cp} + 1,4.[S_{Q1,k} + \psi_0 \times S_{Q2,k}]$$

Os momentos, esforço axial de compressão e os esforços transversos máximos dão-se na secção onde a madre se apoia na Asna 3 para a combinação 3, há uma outra secção com esforços de tração que terá que ser analisada. Então as secções críticas a analisar, para a combinação 3 são:

- A secção de apoio que representa a Asna 3.

$N_x=4,858$ kN; $V_y=4,892$ kN; $V_z=9,124$ kN; $M_y=5,784$ kN.m; $M_z=3,113$ kN.m

- A secção com o esforço de tração máximo.

$N_x=-3,544$ kN; $M_y=5,784$ kN.m; $M_z=3,113$ kN.m

A seguinte tabela mostra as propriedades geométricas da asna necessárias para o cálculo.

Tabela 4.23 – Propriedades geométricas da madre.

Área (m ²)	I_z (m ⁴)	I_y (m ⁴)	W_z (m ³)	W_y (m ³)	i_z (m)	i_y (m)
0,02	$2,604 \times 10^{-5}$	$4,267 \times 10^{-5}$	$4,167 \times 10^{-4}$	$5,333 \times 10^{-4}$	0,036	0,046

Secção da madre que se apoia na Asna 3

Encontrando-se a madre sujeita a tensões devidas a esforços de flexão composta de compressão, e a tensões devido a esforços de corte, será necessário verificar, de acordo com a NBR 7190:1997 os seguintes critérios para o estado limite último:

1) Flexão composta com compressão

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad (3.29)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}}\right)^2 + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad (3.30)$$

Em que,

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{4,858}{0,125 \times 0,160} = 242,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{5,784}{5,33 \times 10^{-4}} = 1,084 \times 10^4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Mz,d} = \frac{3,113}{4,167 \times 10^{-4}} = 7,471 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Secção Retangular: $K_M=0,5$

Substituindo os termos nas expressões 3.29 e 3.30.

$$\left(\frac{242,9}{13,89 \times 10^3}\right)^2 + \frac{1,084 \times 10^4}{13,89 \times 10^3} + 0,5 \frac{7,471 \times 10^3}{13,89 \times 10^3} = 1,05 > 1 \quad (\text{Não Verifica})$$

$$\left(\frac{242,9}{13,89 \times 10^3}\right)^2 + 0,5 \frac{1,084 \times 10^4}{13,89 \times 10^3} + \frac{7,471 \times 10^3}{13,89 \times 10^3} = 0,929 < 1 \quad (\text{Verifica})$$

2) Corte

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

Sendo,

$$\tau_{dz} = \frac{3}{2} \frac{9,124}{0,125 * 0,160} = 684,3 \text{ kPa}$$

e

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \frac{4,892}{0,125 * 0,160} = 366,9 \text{ kPa}$$

Tem-se:

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2} = 776,46 \text{ kPa} < f_{vd} = 1,44 \times 10^3 \text{ kPa} \text{ (Verifica)}$$

Secção com o esforço de tração máximo

1) Flexão composta com tração

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{to,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{to,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{to,d}} \leq 1 \quad (3.27)$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{to,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{to,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{to,d}} \leq 1 \quad (3.28)$$

Em que,

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{3,544}{0,125 \times 0,160} = 177,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{5,784}{5,33 \times 10^{-4}} = 1,084 \times 10^4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Mz,d} = \frac{3,113}{4,167 \times 10^{-4}} = 7,471 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Secção Retangular: $K_M=0,5$

Tem-se então que:

$$\frac{177,2}{21,53 \times 10^3} + \frac{1,084 \times 10^4}{21,53 \times 10^3} + 0,5 \frac{7,471 \times 10^3}{21,53 \times 10^3} = 0,685 < 1 \text{ (Verifica)}$$

$$\frac{177,2}{21,53 \times 10^3} + 0,5 \frac{1,084 \times 10^4}{21,53 \times 10^3} + \frac{7,471 \times 10^3}{21,53 \times 10^3} = 0,607 < 1 \text{ (Verifica)}$$

Será necessário também verificar a estabilidade da viga. A zona de maior vão tem 3,80 metros, estando os caibros pregados à madre, eles funcionam como travamento lateral da madre na direção y. Os comprimentos de encurvadura são então, $L_{0,z}=3,8\text{m}$ e $L_{0,y}=0,45\text{m}$.

A esbelteza da madre, em cada direção é:

$$\lambda_z = \frac{L_{0,y}}{i_z} = \frac{0,45}{0,036} = 12,47$$

$$\lambda_y = \frac{L_{0,z}}{i_y} = \frac{3,8}{0,046} = 82,27$$

A madre é esbelta em y, isto é, pode instabilizar por encurvadura em torno do eixo y.

Os esforços usados para a verificação da estabilidade da madre serão os pertencentes à secção de momento máximo e à secção de compressão máxima. Segundo o subcapítulo 3.5.2. do presente documento, para peças esbeltas ($80 < \lambda \leq 140$) a estabilidade da madre fica assegurada se:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md,y}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Md,z}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (4.11)$$

Somente a parcela não minorada pelo fator k_M deve ser amplificada pelo efeito de segunda ordem. Como o momento mais elevado é M_y este será o único a ser amplificado com efeitos de segunda ordem, e a tensão devida ao M_z será a minorada pelo coeficiente de correção k_M .

Para relembrar, os esforços na secção de maior compressão são iguais a:

- $N_x=4,858 \text{ kN}$; $M_y=5,784 \text{ kN.m}$; $M_z=3,113 \text{ kN.m}$

Assim sendo,

$$\sigma_{M_d,y} = \frac{M_d}{W_y} \text{ com } M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

Em que a carga crítica de Euler, F_E , é igual a,

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} \cdot I_y}{L_{0,z}^2} \Leftrightarrow F_E = \frac{\pi^2 \times 8252,6 \times 10^3 \times 4,27 \times 10^{-5}}{3,8^2} \Leftrightarrow F_E = 240,67 \text{ kN}$$

e a excentricidade efetiva, $e_{1,ef}$, é, $e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$, com:

$$e_i = \frac{5,784}{4,858} = 1,19 \text{ m} > \frac{h}{30} = 5,3 \times 10^{-3}$$

$$e_a = \frac{3,8}{300} = 0,013 \text{ m} > \frac{h}{30}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\} \text{ em que,}$$

$$e_{ig} = \frac{1,4 \times 2,208}{1,4 \times 1,901} = 1,16 \text{ m}$$

Os valores de 2,208 kN.m e 1,901 kN são, respetivamente, o momento e o esforço axial na secção apenas devido às cargas permanentes. Os valores dos esforços axiais devido às cargas características das ações permanentes e da sobrecarga, são respetivamente, $N_{gk}=1,901 \text{ kN}$ e $N_{qk}=1,314 \text{ kN}$.

Como a classe de carregamento é permanente ou de longa duração e a estrutura pertence à classe de humidade 3, segundo a Tabela 3.15, $\phi = 2$.

Os fatores de combinação ψ_1 e ψ_2 , para cargas acidentais em locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos nem de elevadas concentrações de pessoas, têm o valor de 0,3 e 0,2, respetivamente.

Substituindo todos os valores para o cálculo de e_c , $\Leftrightarrow e_c = 0,026 \text{ m}$.

Tem-se então que,

$$M_d = 4,858 \times (1,19 + 0,013 + 0,026) \times \left(\frac{240,67}{240,67 - 4,858} \right) = 6,092 \text{ kN.m}$$

Portanto, as tensões de cálculo para a verificação da estabilidade da madre são:

$$\sigma_{N_d} = 242,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{M_d,y} (2^{\text{a}} \text{ ordem}) = 1,142 \times 10^4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{M_d,z} = 7,471 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Substituindo todos os valores na expressão 4.11,

$$\frac{242,9}{13,89 \times 10^3} + \frac{1,142 \times 10^4}{13,89 \times 10^3} + 0,5 \frac{7,471 \times 10^3}{13,89 \times 10^3} = 1,109 > 1 \quad (\text{Não Verifica})$$

4.5.6.3. Estado Limite de Utilização

Para a combinação de serviço,

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (3.3)$$

com $\psi_2 = 0,2$ para as cargas acidentais e $\psi_2 = 0$ para o vento, encontram-se representados na Tabela 4.24 os deslocamentos máximos, calculados pelo *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional*.

O deslocamento máximo dá-se no maior vão da madre (3,8 m), entre a Asna 2 e a Asna 3.

Para agravar esse deslocamento, a sobrecarga de 1kN foi aplicada no ponto com maior deslocamento vertical para a combinação de serviço.

Tabela 4.24 - Deslocamentos máximos na madre, obtidos no *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional*

Deslocamento máximo	Flecha limite (l/200)	Verificação
$1,0 \times 10^{-3}$ m	$19,0 \times 10^{-3}$ m	(Verifica)

4.3.4.4. Conclusão

Na secção de momento máximo a asna não cumpre o requisito da segurança para a flexão composta com compressão, devido ao elevado momento que a madre está sujeita nessa secção. Esse mesmo momento é também responsável pela não verificação do elemento à estabilidade.

4.5.7. ASNAS

As propriedades geométricas das asnas, bem como como dos seus elementos (pernas e linha), foram já exibidas anteriormente, no subcapítulo 4.4. Nas seguintes tabelas (Tabela 4.25 a 4.28) encontram-se os esforços máximos presentes nas pernas para as combinações de ações usadas ao longo deste capítulo.

Como já referido anteriormente, devido ao modelo adotado, ligações rotuladas e ambos os apoios da asna materializados como duplos, a linha não irá receber esforços. Terá apenas momentos, devido ao seu peso próprio, mas não foram considerados pois são de valor desprezável.

Analisando os esforços decorrentes das combinações de ações, é perceptível que devido à ação de sucção do vento, as pernas localizadas na zona mais interior do edifício, que foram designadas por perna direita (ver Figuras 4.14 a 4.17), encontram-se sujeitas a tensões de tração.

Tabela 4.25 – Esforços máximos na Asna 1 para as diferentes combinações de ações.

Asna 1				
Combinação	Elemento	N _x kN	V _y kN	M _z kN.m
Combinação 1	Perna Esq.	2,633	0,018	(-)0,056
	Perna Dir.	(-)1,088		

Combinação 2	Perna Esq.	0,808	0,020	(-)0,061
	Perna Dir.	(-)2,911		
Combinação 3	Pernas	9,304	(-)0,007	0,023

Tabela 4.26 - Esforços máximos na Asna 2 para as diferentes combinações de ações.

Asna 2				
Combinação	Elemento	N _x kN	V _y kN	M _z kN.m
Combinação 1	Perna Esq.	4,082	0,002	(-)0,006
	Perna Dir.	(-)0,833		
Combinação 2	Perna Esq.	0,616	0,007	(-)0,021
	Perna Dir.	(-)4,296		
Combinação 3	Pernas	17,669	(-)0,025	0,076

Tabela 4.27 - Esforços máximos na Asna 3 para as diferentes combinações de ações.

Asna 3				
Combinação	Elemento	N _x kN	V _y kN	M _z kN.m
Combinação 1	Perna Esq.	4,418	(-)0,003	0,011
	Perna Dir.	(-)0,574		
Combinação 2	Perna Esq.	0,709	(-)0,005	0,016
	Perna Dir.	(-)4,282		
Combinação 3	Pernas	19,449	0,007	(-)0,025

Tabela 4.28 - Esforços máximos na Asna 4 para as diferentes combinações de ações.

Asna 4				
Combinação	Elemento	N _x kN	V _y kN	M _z kN.m
Combinação 1	Perna Esq.	3,516	(-)0,021	0,073
	Perna Dir.	(-)0,253		
Combinação 2	Perna Esq.	0,369	(-)0,027	0,091
	Perna Dir.	(-)3,370		

Combinação 3	Pernas	16,047	0,025	(-)0,091
--------------	--------	--------	-------	----------

Serão verificados, para as pernas, os seguintes critérios para o estado limite último:

1) *Flexão composta com tração*

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mz,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

2) *Flexão composta com compressão*

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mz,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

3) *Corte*

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

Como já foram realizados e apresentados cálculos semelhantes anteriormente, optou-se por indicar resumidamente, as verificações efetuadas, na seguinte tabela (Tabela 4.29).

Tabela 4.29 – Verificações em estado limite último das Asnas.

Asna	Elemento	$\sigma_{Nc,d}$ kPa	$\sigma_{Nt,d}$ kPa	$\sigma_{Mz,d}$ kPa	τ_d kPa 3)	1)	2)
Asna 1	Pernas	738,4	231	207,5	$2,38 \leq 1440$ (verifica)	0,02 (verifica)	0,02 (verifica)
Asna 2	Pernas	1401	71,43	258,5	$2,98 \leq 1440$ (verifica)	0,03 (verifica)	0,03 (verifica)
Asna 3	Pernas	1297	285,5	66,7	$0,70 \leq 1440$ (verifica)	0,02 (verifica)	0,01 (verifica)
Asna 4	Pernas	1070	224,7	242,7	$2,7 \leq 1440$ (verifica)	0,02 (verifica)	0,02 (verifica)

4) *Estabilidade dos elementos*

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M2^{a}ordem}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

Tabela 4.30 – Verificação da estabilidade das pernas.

Asna 1 - Pernas			
L_{0y} (m)	λ_z	$\sigma_{M2^{a}ordem}$ (kPa)	4)
3,18	122,4	876,0	0,12
L_{0z} (m)	λ_y	$\sigma_{M2^{a}ordem}$ (kPa)	4)
1,91	47,3	285,5	0,07

Asna 2 - Pernas			
L_{0y} (m)	λ_z	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
3,53	135,9	3374	0,34
L_{0z} (m)	λ_y	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
1,88	46,5	659,4	0,15
Asna 3 - Pernas			
L_{0y} (m)	λ_z	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
3,53	122,3	1818	0,22
L_{0z} (m)	λ_y	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
1,88	43,4	403,8	0,12
Asna 4 - Pernas			
L_{0y} (m)	λ_z	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
3,53	122,3	1508	0,21
L_{0z} (m)	λ_y	$\sigma_{M2^a\text{ordem}}$ (kPa)	4)
2,12	49	562,8	0,12

Analisando os dados anteriores, da tabela 4.30, pode-se observar que as pernas são esbeltas em torno do eixo z, e semi-esbeltas relativamente ao eixo y. A esbelteza em z é superior ao limite imposto pela NBR 7190:1997, $\lambda \leq 120$.

Seria necessário contraventurar as pernas, por exemplo adicionando um elemento que unisse as pernas das diferentes asnas (como é o caso das madres). Apesar disso as asnas encontram-se em segurança pois não estão sujeitas a grandes solicitações, segundo o modelo de cálculo usado.

Relativamente aos estados limite de utilização, encontrando-se as asnas com os dois apoios duplos e cargas aplicadas apenas no nó superior (ligação perna-perna), o deslocamento destas é quase nulo, cumprindo assim os requisitos relativos a deformações que impeçam o seu bom funcionamento.

4.5.8. ELEMENTOS C 1 E C 2

Os elementos diagonais C1 e C2 apresentam a mesma secção, estando as suas propriedades geométricas representadas na Tabela 4.31.

Os esforços para as diferentes combinações de ações em estado limite último para essas escoras diagonais estão representados na tabela 4.32, constatando-se que estes elementos estão apenas sujeitos a esforços axiais.

Tabela 4.31 – Propriedades geométricas dos elementos C1 e C2.

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	i _y (m)	i _z (m)
C1 e C2	0,085	0,12	0,01	1,22x10 ⁻⁵	6,14x10 ⁻⁶	0,035	0,025

Tabela 4.32 – Esforços instalados nos elementos C1 e C2 para as combinações de estado limite último.

	C1	C2
Combinação	N _x kN	N _x kN
Combinação 1	1,329	0,943
Combinação 2	(-)0,539	(-)0,813
Combinação 3	9,517	9,182

Encontrando-se estes elementos submetidos à compressão, será necessário verificar a sua segurança a tensões de compressão considerando os efeitos de segunda ordem.

Tabela 4.33 – Esbelteza e tensões atuantes nos elementos C1 e C2.

Elemento	σ _{Nc,d} kPa	σ _{Nt,d} kPa	L _{0y} (m)	L _{0z} (m)	λ _y	λ _z
C1	932,8	52,8	2,38	2,38	68,7	97
C2	900,2	79,7	3,81	3,81	110	155,3

Para apurar a estabilidade em z devido a tensões de compressão, para o elemento C2 tem-se,

$$\sigma_{Md,y} = \frac{M_d}{W_y} \text{ com } M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

Em que a carga crítica de Euler, F_E, é igual a,

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} \cdot I_z}{L_{0,y}^2} \Leftrightarrow F_E = \frac{\pi^2 \times 8252,6 \times 10^3 \times 1,22 \times 10^{-5}}{3,81^2} \Leftrightarrow F_E = 34,5 \text{ kN}$$

e a excentricidade efetiva, e_{1,ef}, é, e_{1,ef} = e₁ + e_c = e_i + e_a + e_c, com:

$$e_i = 0$$

$$e_a = \frac{3,81}{300} = 0,013 \text{ m} > \frac{h}{30}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\} \text{ em que,}$$

$$e_{ig} = 0$$

Os valores dos esforços axiais devido às cargas características das ações permanentes e da sobrecarga, são respetivamente, $N_{gk}=3,511$ kN e $N_{qk}= 3,298$ kN.

Como a classe de carregamento é permanente ou de longa duração e a estrutura pertence à classe de humidade 3, segundo a Tabela 3.15, $\phi = 2$.

Os fatores de combinação ψ_1 e ψ_2 , para cargas acidentais em locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos nem de elevadas concentrações de pessoas, têm o valor de 0,3 e 0,2, respetivamente.

Substituindo todos os valores para o cálculo de e_c , $\Leftrightarrow e_c = 5,362 \times 10^{-3}$ m.

Tem-se então que,

$$M_d = 4,858 \times (0,013 + 5,362 \times 10^{-3}) \times \left(\frac{34,5}{34,5 - 9,182} \right) = 0,226 \text{ kN.m}$$

Portanto, as tensões de cálculo para a verificação da estabilidade de C2 são:

$$\sigma_{Nd} = 900,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Md,y} (2^{\text{ª}} \text{ ordem}) = 1565 \text{ kPa}$$

Substituindo todos os valores temos,

$$\frac{900,2}{13,89 \times 10^3} + \frac{1565}{13,89 \times 10^3} = 0,18 < 1 \quad (\text{Verifica})$$

Na Tabela 4.34 estão resumidamente representados, os valores das verificações à estabilidade das escoras diagonais C1 e C2. Os dados relativos às esbeltezas, segundo os dois eixos principais da secção dos elementos, encontram-se apresentados na Tabela 3.33.

Tabela 4.34 – Verificação da estabilidade dos elementos C1 e C2.

Elemento	Eixo	$\sigma_{M2^{\text{ª}} \text{ ordem}} \text{ (kPa)}$	$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M2^{\text{ª}} \text{ ordem}}}{f_{c0,d}} \leq 1$
C1	y	391,2	0,10 (verifica)
	z	664,7	0,12 (verifica)
C2	y	659,8	0,11 (verifica)
	z	1565	0,18 (verifica)

À semelhança do que acontece com as asnas, estes elementos apresentam deformação vertical nula, cumprindo assim o estado limite de serviço imposto pela NBR 7190:1997.

4.5.9. CONCLUSÃO

Apresenta-se na seguinte tabela (Tabela 4.35) um resumo das verificações efetuadas no que concerne aos requisitos de segurança da NBR 7190:1997.

Tabela 4.35 – Resumo dos valores das verificações efetuadas.

Elemento	Flexão Desviada ≤ 1	Flexão composta com compressão ≤ 1	Flexão composta com tração ≤ 1	Esbeltez máxima $\lambda \leq 120$	Estabilidade de peças comprimadas ≤ 1	Corte $\leq f_{v0,d}$	Deformação máxima
Ripas	0,055	-	-	-	-	51	Verifica
Caibros	-	1,5	0,97	24,94	-	405,9	Verifica
Madre	-	1,05	0,685	82,27	1,11	776,5	Verifica
Asnas	-	0,03	0,03	135,9	0,34	2,98	Verifica
Escoras C1 e C2	-	-	-	155,3	0,18	-	Verifica

Relativamente a esta área em estudo, visualmente, estes elementos aparentavam segurança, à exceção dos caibros em que era notável uma certa encurvadura devido ao peso das telhas. No entanto nenhum elemento desta área apresentava grandes fissurações, ao contrário do que sucedia noutras zonas da cobertura.

Analisando os resultados finais destas verificações, constata-se que:

- Os caibros encontram-se demasiado carregados, verificando a segurança à flexão composta com compressão caso não seja considerada a sobrecarga de 1kN.
- O comprimento livre de maior vão da madre terá que ser reduzido pois esta não satisfaz o limite de estabilidade para peças comprimidas.
- Tanto as pernas como as escoras diagonais C1 e C2 são demasiado esbeltas, estando em segurança, apenas porque as cargas que recebem estão aquém da capacidade resistente das suas secções a tensões normais. No entanto é possível reduzir o comprimento livre destes elementos com contraventamentos.

5

LIGAÇÕES

5.1. GENERALIDADES

Um dos aspetos mais delicados do projeto de estruturas em madeira é o dimensionamento de ligações. Já que são um elemento crítico nas estruturas de madeira.

A resistência da estrutura será condicionada pela resistência da ligação, e a sua rigidez influenciará a distribuição de esforços e a grandeza dos deslocamentos que, eventualmente, se venham a verificar.

Dependendo do tipo e grandeza dos esforços a transmitir, existem diferentes tipos de soluções que podem ser adotadas na ligação entre os elementos das estruturas de madeira, tais como: coladas, entalhadas, mecânicas com recurso a elementos metálicos, entre outras.

Existe um conjunto de requisitos, do ponto de vista estrutural, que devem ser garantidos pela ligação para que esta cumpra, devidamente a sua função [35]:

- *Resistência* – a ligação deve assegurar a transmissão de esforços entre os elementos a ligar. Devem ser avaliados todos os esforços que se desenvolvem nos elementos, garantindo que as resistências mecânicas de todos os componentes (peças a ligar, chapas metálicas e ligadores) são verificadas;
- *Deformação* – a deformação ou deslizamento das ligações deve ser tida em conta, pois fenómenos de fluência, folgas, atritos e erros de fabrico dos materiais que constituem as ligações condicionam o comportamento de toda a estrutura.
- *Inversão do sentido das forças* – este aspeto assume especial relevância, pois restringe a adoção de soluções tradicionais, como por exemplo, ligações entalhadas que, normalmente, só trabalham apenas numa direção.
- *Modos de rotura* – preferencialmente devem ser adotadas soluções cujos modos de rotura sejam dúcteis, pois é mais fácil prever cenários de rotura em soluções em que os materiais possuam maior deformabilidade, dissipando assim energia, comparativamente com materiais mais frágeis, cujo modo de rotura é difícil de antecipar. Convém também que a carga de rotura da ligação não condicione os elementos que liga;
- *Rigidez* – conforme já referido, a rigidez das ligações tem influência na distribuição de esforços pelos elementos.

5.2. LIGAÇÕES COLADAS

Em algumas situações, nomeadamente em asnas de cobertura que apresentem vãos relativamente pequenos, poderão ser usadas colas, semelhantes às que se usam no fabrico da madeira lamelada

colada, para concretizar as ligações entre os diferentes elementos que compõem as asnas. Este tipo de ligação pode ser auxiliado com chapas de ligação [35].

O uso de colas pode ainda ser aplicado na junção de painéis de madeira (Figura 5.1a), ou em ligações denteadas entre elementos, as denominadas *finger joint* (Figura 5.1b).

As ligações coladas geralmente apresentam maior rigidez, exigem menos madeira e são esteticamente mais agradáveis. Comparativamente às ligações com recurso a ligadores metálicos, as ligações coladas são mais resistentes a ambientes corrosivos e, usando resinas termofixas, apresentam maior segurança relativamente ao fogo. A sua principal desvantagem, para além do rigoroso controlo de qualidade necessário para o seu fabrico, é que as ligações coladas não são adequadas em ambientes com grande flutuação do teor de humidade.

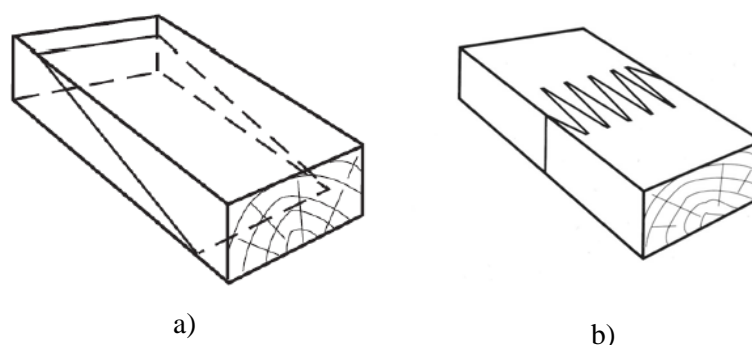


Figura 5.1 – Ligações coladas: a) Ligação entre 2 painéis (scarf joint); b) Ligação dentada (finger joint) [36].

5.3. LIGAÇÕES ENTALHADAS

Uma das formas mais antigas que se conhecem para unir elementos de madeira são as ligações por entalhe. A transmissão de forças neste tipo de ligações é realizada a partir das superfícies de contacto entre os elementos que se pretendem ligar. As forças de atrito que são mobilizadas assumem um papel relevante nestas ligações, apesar de que a NBR7190:1997 não considerar o atrito para o cálculo da resistência.

É um tipo de ligação que resolve com competência a transferência de esforços de compressão, apresentando a desvantagem de não ser uma ligação adequada quando ocorre inversão de esforços. Para estes casos pode complementar-se a ligação entalhada recorrendo ao uso de elementos metálicos, como por exemplo, parafusos, esquadros, braçadeiras ou varões (Figura 5.2) [37].

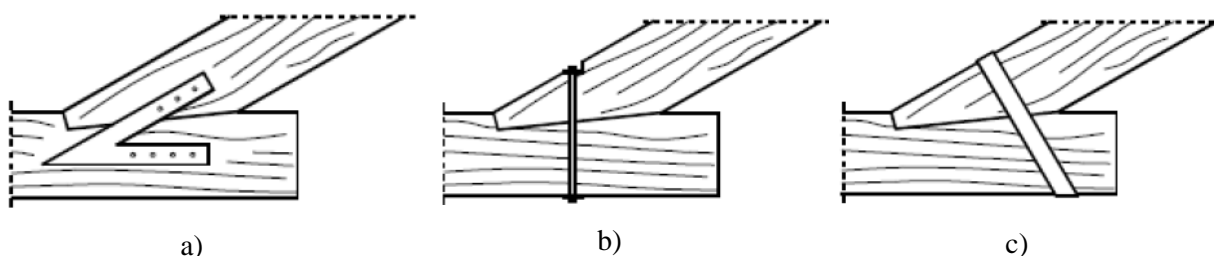


Figura 5.2 - Soluções de reforço para ligações perna-linha de asnas: a) esquadro; b) varão; c) braçadeira [37].

A união entre as pernas e linhas de asnas de coberturas em madeira é comumente realizada através de ligações entalhadas. No entanto, existem outro tipo de ligações por entalhe realizadas entre elementos de madeira, nomeadamente, cachorros e nós de cruzamentos (Figura 5.3) [12].

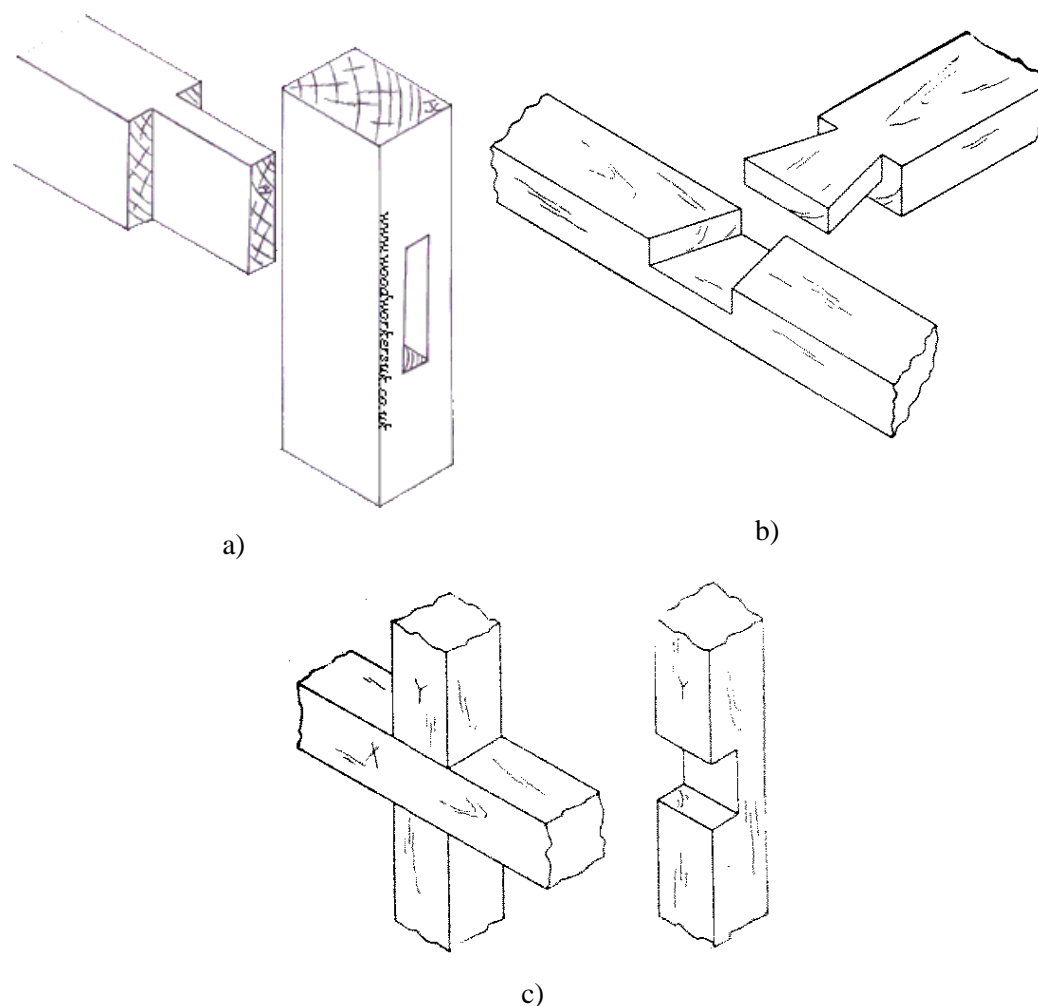


Figura 5.3 - Ligações entalhadas: a) cachorro [38]; b) e c) nós de cruzamento [39].

5.3.1. LIGAÇÕES DENTEADAS

Como se sabe, as ligações por entalhe podem apresentar diferentes tipologias. No que respeita ao número e à localização dos dentes que o entalhe pode apresentar, consideram-se três tipos de ligações denteadas: a) entalhe de dente simples aplicado na parte anterior da zona de contacto entre os elementos, b) entalhe de dente simples aplicado na parte posterior da zona de contacto entre os elementos e c) entalhe de dente duplo [12]. A resistência deste tipo de ligações depende da geometria, inclinação e profundidade do entalhe.

Deverá analisar-se o risco de esmagamento na superfície de contacto relativamente à área frontal do dente (Figura 5.4), bem como o possível destacamento, provocado por tensões de corte, de uma quantidade de madeira da zona compreendida entre o topo da linha e a profundidade do entalhe (Figura 5.5).

Relativamente aos diferentes tipos de ligações denteadas referidas anteriormente, apenas será analisada a ligação com dente simples aplicado na parte anterior, já que será este o tipo de ligação relevante para o trabalho.

5.3.1.1. Dente simples aplicado na parte anterior

A Figura 5.4 ajuda a esclarecer a configuração do entalhe associado a este tipo de solução. O dente anterior é usualmente aplicado segundo uma inclinação que corresponde à bissetriz do ângulo obtuso formado pelos elementos perna e linha, β [35].

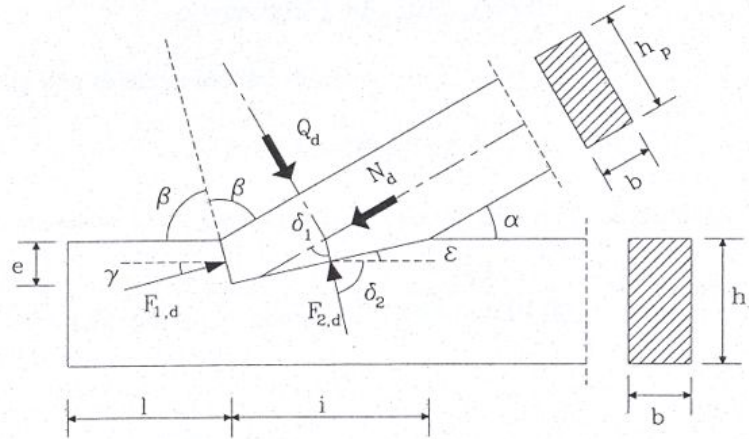


Figura 5.4 - Ligação entalhada perna-linha com dente simples aplicado na parte anterior [40].

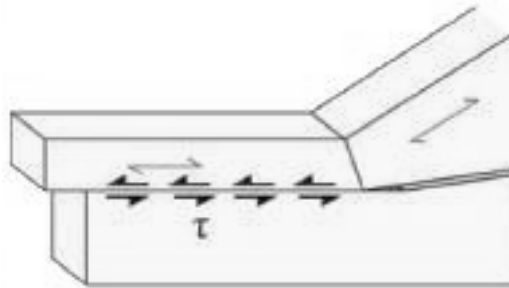


Figura 5.5 - Comprimento da zona crítica aos esforços de corte [41].

Para este tipo de ligação devem-se verificar as resistências ao esmagamento das superfícies de contacto, ao corte, à compressão e tração paralelas, inclinadas e perpendiculares às fibras, conforme o esforço a que os elementos estão sujeitos.

Relativamente às solicitações de corte, a verificação a ser feita para o estado limite último é expressa pela expressão 3.35,

$$\tau_d \leq f_{v0,d} \quad (3.35)$$

A tensão de corte é dada por:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_{ci}} \quad (5.1)$$

em que,

$A_{ci} = l \times b$ Secção resistente ao corte, b é a largura da peça e l o comprimento de atuação das tensões tangenciais (Figura 5.4);

$V_d = N_d \times \cos(\alpha)$ Esforço cortante de cálculo, em que N_d é a força de compressão na perna e α o ângulo entre a perna e a linha (Figura 5.4).

No que respeita a verificação de esforços de compressão normal às fibras, deve ser considerada a extensão do carregamento, para a definição do parâmetro α_n , medida paralelamente à direção das fibras.

A condição de segurança é dada por,

$$\sigma_{c90,d} \leq f_{c90,d} \quad (5.2)$$

Onde a tensão de cálculo de compressão normal às fibras é a relação,

$$\sigma_{c90,d} = \frac{F_d}{A_c} \quad (5.3)$$

com,

F_d a força de cálculo de compressão normal às fibras;

A_c área de contato submetida à compressão.

A resistência de cálculo normal às fibras, como já referido no ponto 3.5.2., é dada por:

$$f_{c90,d} = 0.25 f_{c0,d} \cdot \alpha_n$$

Os valores de α_n encontram-se representados na Tabela 3.14 do presente documento.

Nesse mesmo ponto (3.5.2.) está inserida a fórmula de Hankinson, usada para a quantificação da resistência relativa a tensões de compressão inclinada às fibras. Sendo a tensão de cálculo definida da seguinte forma,

$$\sigma_{ca,d} = \frac{N_d}{A_c} \quad (5.4)$$

Em que A_c é a área comprida, representada por $A_c = b \times \frac{e}{\cos(\gamma)}$.

5.4. LIGADORES METÁLICOS

A grande maioria das ligações realizadas em estruturas de madeira recorre ao uso de elementos metálicos. Dentro do âmbito destas ligações existe uma grande variedade de soluções que podem ser adotadas. Os ligadores metálicos (ver Figura 5.6) podem ser divididos em dois grupos, em função da forma como a força é transmitida, em ligadores do tipo cavilha e em ligadores planos [7].

A transmissão de forças nos ligadores do tipo cavilha, é conseguida através da pressão que o ligador exerce sobre a madeira na superfície de furação. Normalmente, estes elementos de ligação são submetidos a esforços de flexão e corte. Nos ligadores planos a força é distribuída, essencialmente, pela superfície de madeira em contacto com o ligador.

São exemplos de ligadores tipo cavilha os pregos, parafusos de porca, agramos, parafusos auto-roscantes e as próprias cavilhas. No grupo dos ligadores planos inserem-se os anéis, placas metálicas denteadas, placas circulares e chapas metálicas.

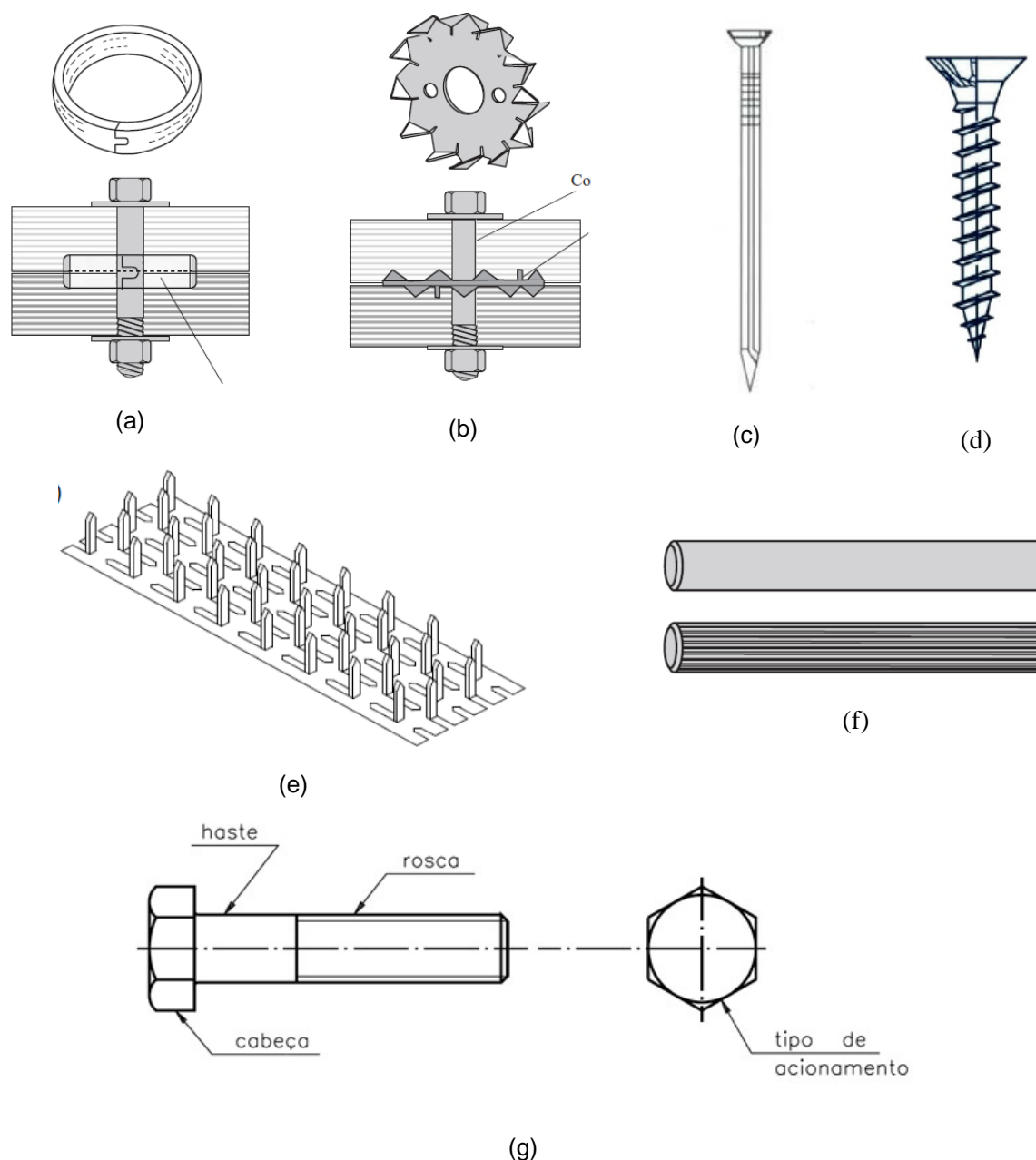


Figura 5.6 - Ligadores metálicos: a) anel aberto [7]; b) placa metálica denteada [7]; c) pregos [44]; d) parafuso auto-roscante [43]; e) chapa metálica denteada [35]; f) cavilhas [35]; g) parafuso de porca [42].

5.4.1. LIGADORES TIPO CAVILHA

5.4.1.1. Pregos

O tipo de ligador de mais corrente utilização em elementos de madeira são os pregos, e estão disponíveis no mercado segundo uma vasta variedade de comprimentos, secções transversais e acabamentos (lisos, com incisões anelares, helicoidais, entre outros). Os pregos com incisões anelares e helicoidais têm como principal vantagem, em comparação com os pregos lisos, uma maior resistência ao arranque.

Os pregos para estruturas de madeira são produzidos a partir de aço (normalmente macio), podem ser envernizados, galvanizados ou revestidos com polímero, dependendo do tipo de utilização a que forem destinados e ao ambiente onde serão aplicados [35].

Os pregos são geralmente utilizados quando as forças a transmitir são baixas. No entanto, se for utilizado um número elevado de pregos em conjunto com chapas metálicas, a ligação fica capacitada de transmitir esforços de grandeza mais elevada.

Em determinado tipo de situações, quando os esforços a transmitir são elevados, recorre-se ao uso de outro tipo de ligadores metálicos, como por exemplo parafusos. No entanto, é expectável que as ligações pregadas apresentem um comportamento mais dúctil do que as ligações aparafusadas, nomeadamente no caso em que são utilizados parafusos com diâmetro elevado; por esta razão é por vezes dada preferência a ligações pregadas em detrimento das que recorrem ao uso de parafusos [35].

5.4.1.2. Parafusos auto-roscantes

Os parafusos auto-roscantes, à imagem do que acontece com os pregos, podem ser de vários tipos e apresentam uma larga gama de dimensões.

Nas ligações em que é necessário transmitir forças mais elevadas, e em especial nas situações em que é necessário dotar a ligação de elementos com maior resistência ao arranque, o uso dos parafusos autorroscantes assume-se como uma solução mais competente, em detrimento dos pregos [7].

5.4.1.3. Cavilhas e parafusos de porca

A introdução de cavilhas na madeira é realizada por percussão e requer a existência de pré-furação; o furo deve ser feito com um diâmetro ligeiramente inferior ao da cavilha. Este pormenor permitirá acomodar a cavilha na sua posição final, por força do atrito que é mobilizado. As cavilhas e os parafusos de porca são utilizados em ligações que requerem uma elevada resistência ao corte, podendo atravessar vários elementos.

5.4.1.4. Aspetos normativos para ligadores do tipo cavilha segundo a NBR7190:1997

Resistência de embutimento da madeira

Para o cálculo da resistência ao esmagamento da madeira na superfície de contacto com um ligador do tipo cavilha, na falta da determinação experimental específica, a NBR 7190:1997 admite as seguintes relações aproximadas:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \quad (5.5)$$

$$f_{e90,d} = 0,25 f_{c0,d} \cdot \alpha_e \quad (5.6)$$

Onde $f_{e0,d}$ e $f_{e90,d}$ são, respetivamente, a resistência ao esmagamento paralelo e normal às fibras na superfície de contacto com o ligador. O coeficiente α_e é dado pela Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Valores de α_e [17].

Diâmetro do pino (elemento do tipo cavilha) em cm	$\leq 0,62$	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2
Coeficiente α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do pino (elemento do tipo cavilha) em cm	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	$\geq 7,5$
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

Rigidez das ligações

As ligações com dois ou três elementos tipo cavilha, são consideradas deformáveis, apenas se permitindo o seu emprego em estruturas isostáticas, e nunca poderão ser utilizadas ligações apenas com um único elemento deste tipo.

As ligações com quatro ou mais ligadores do tipo cavilha, podem ser consideradas rígidas caso cumpram as seguintes condições:

- As ligações pregadas com quatro ou mais pregos são consideradas rígidas, desde que respeitados os diâmetros de pré-furação expostos a seguir;

Em uniões pregadas será obrigatoriamente feita a pré-furação da madeira, com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d_{ef} do prego, com os seguintes valores,

- Resinosas ou coníferas: $d_0 = 0,85 d_{ef}$;
- Folhosas ou dicotiledôneas: $d_0 = 0,98 d_{ef}$.

Em que d_{ef} é o diâmetro efetivo dos pregos que serão usados.

Em estruturas provisórias, a NBR 7190:1997 admite o emprego de ligações pregadas sem a pré-furação da madeira, desde que se empreguem madeiras moles de baixa densidade, $\rho_{ap} \leq 600 \text{ kg/m}^3$, que permitam a penetração dos pregos sem risco de fendilhação. Relativamente aos pregos devem possuir um diâmetro d não maior que 1/6 da espessura da madeira menos espessa e com espaçamento mínimo de 10 d .

- As ligações parafusadas com quatro ou mais parafusos são consideradas rígidas ou deformáveis, de acordo com o diâmetro de pré furação adotado, conforme os seguintes preceitos;

Para que as ligações parafusadas sejam consideradas rígidas, a pré-furação deve ser feita com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d do parafuso, acrescido de 0,5 mm. Caso sejam empregados diâmetros d_0 maiores, a ligação deve ser considerada deformável.

Resistência dos ligadores tipo cavilha

A resistência total de um elemento de ligação é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes secções de corte.

Nas ligações com até oito elementos deste tipo em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um.

Nas ligações com mais de oito elementos, os restantes devem ser considerados com apenas $2/3$ de sua resistência individual. Neste caso, sendo n o número efetivo de pinos, a ligação deve ser calculada com o número convencional de,

$$n = 8 + \frac{2}{3} (n - 8) \quad (5.7)$$

Os pregos estruturais devem ser fabricados de aço com resistência característica de cedência f_{yk} de pelo menos 600 MPa, com diâmetro mínimo de 3 mm. No que diz respeito aos parafusos estruturais, a NBR 7190:1997 recomenda que tenham diâmetros não menores que 10 mm e resistência característica de cedência f_{yk} de pelo menos 240 MPa.

A resistência destes elementos, correspondente a uma dada secção de corte entre duas peças de madeira, é determinada em função das resistências de esmagamento f_{wed} das duas madeiras interligadas, da resistência de cedência f_{yd} do ligador metálico, do seu diâmetro d e de uma espessura convencional t , considerada como a menor das espessuras t_1 e t_2 de penetração do ligador em cada um dos elementos ligados, como mostra a Figura 5.7.

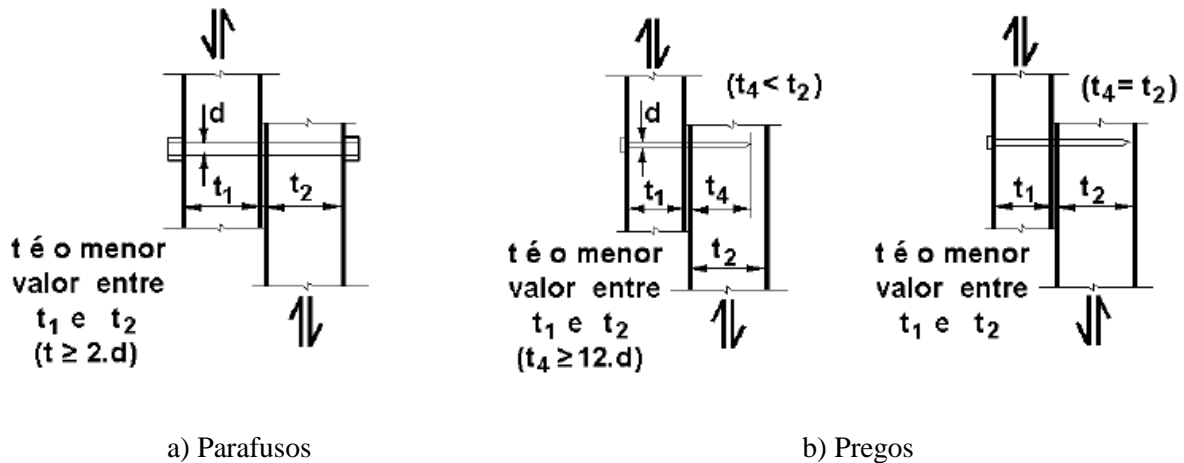


Figura 5.7 - Elementos do tipo cavilha em corte simples [17].

Nas ligações parafusadas o diâmetro do parafuso deve respeitar a condição de $d \leq t/2$ e nas ligações pregadas essa condição é de $d \leq t/5$. Permite-se que $d \leq t/4$ nas ligações pregadas, desde que $d_0 = d_{ef}$.

Nas ligações pregadas, a penetração em qualquer uma das peças ligadas não deve ser menor que a espessura da peça mais delgada. Caso contrário, o prego será considerado como não resistente.

Em ligações localizadas, a penetração da ponta do prego na peça de madeira mais distante da sua cabeça deve ser de pelo menos $12d$ ou igual à espessura dessa peça, como mostra a figura 5.7.

O valor de cálculo da resistência de um ligador metálico do tipo cavilha, correspondente a uma única secção de corte é determinado em função do valor do parâmetro β .

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (5.8)$$

onde t é a espessura convencional da madeira e d o diâmetro do ligador, tendo esse parâmetro um valor limite de,

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}} \quad (5.9)$$

sendo f_{yd} a resistência de cálculo de cedência do ligador metálico, determinada a partir de f_{yk} com $\gamma_s=1,1$; f_{ed} é a resistência de cálculo de esmagamento da madeira.

O valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência de um ligador, correspondente a uma única secção de corte, é dado pelas seguintes expressões:

- Esmagamento da madeira

Caso $\beta \leq \beta_{\text{lim}}$ a resistência condicionante é a da madeira, então,

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed} \quad (5.10)$$

- Flexão do ligador

Caso $\beta > \beta_{\text{lim}}$ a rotura dar-se-á por flexão do ligador metálico, então,

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{\text{lim}}} f_{ed} \quad (5.11)$$

No caso de ligadores em corte duplo, como mostrado na Figura 5.8, aplicam-se os mesmos critérios referidos anteriormente para a determinação da resistência correspondente a cada uma das secções de corte, considerando-se t como o menor dos valores entre t_1 e $t_{2/2}$ numa das secções, e entre $t_{2/2}$ e t_3 na outra.

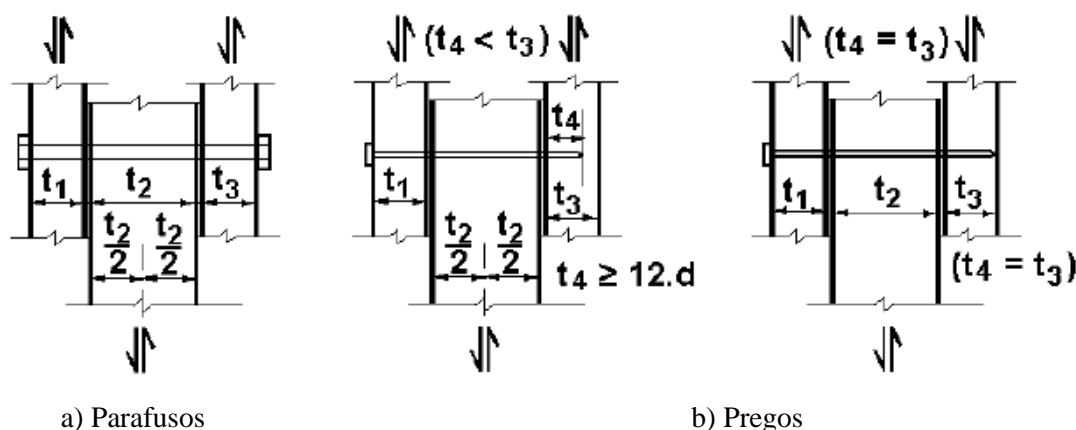


Figura 5.8 – Ligadores tipo cavilha em corte duplo [17].

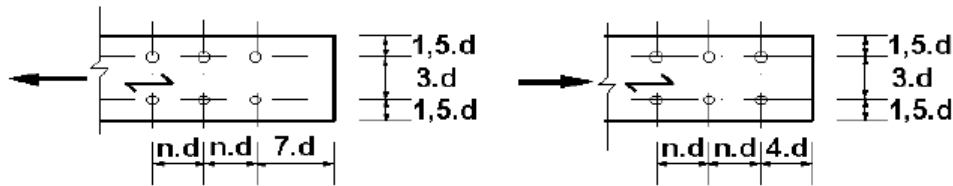
Espaçamentos dos ligadores

Os espaçamentos mínimos recomendados são os seguintes [17]:

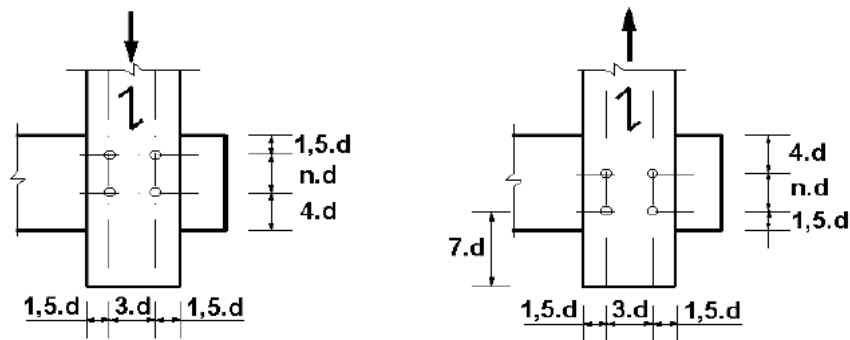
- entre o centro de dois ligadores situados numa mesma linha paralela à direção das fibras: pregos, cavilhas e parafusos ajustados deverão estar afastados de 6 d; e parafusos de 4 d;
- do centro do último ligador à extremidade de peças tracionadas: 7 d;
- do centro do último ligador à extremidade de peças comprimidas: 4 d;
- entre os centros de dois ligadores situados em duas linhas paralelas à direção das fibras, medido perpendicularmente às fibras: 3 d;

- e) do centro de qualquer ligador à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for paralelo às fibras: $1,5 d$;
- f) do centro de qualquer ligador à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de tração normal: $1,5 d$;
- g) do centro de qualquer ligador à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de compressão normal: $4 d$.

Estes espaçamentos estão representados na Figura 5.9.



a) Pregos, parafusos ajustados e cavilhas



b) Parafusos de porca

Figura 5.9 - Espaçamentos em ligações com ligadores tipo cavilha [17].

5.4.2. LIGADORES PLANOS

5.4.2.1. Anéis

Os ligadores planos designados por anéis (Figura 5.6a) apresentam-se em forma circunferencial e podem ser fechados ou abertos. A sua colocação na madeira implica a realização de um rasgo nos elementos que vão ser ligados. Este tipo de componentes é usado em ligações madeira-madeira, sendo a transmissão da força feita, inicialmente, do elemento de madeira para o anel através de pressão diametral; a força atravessa o anel, ficando assim sujeito a tensões de corte, e volta a ser transmitida ao segundo elemento de madeira novamente por pressão diametral [7].

Neste tipo de ligação é introduzido um parafuso, atravessando um furo situado no centro do anel. O objetivo do parafuso é garantir que o anel fica incorporado nos elementos de madeira, não possuindo a função de transmissão de esforços.

5.4.2.2. Placas circulares e Placas denteadas

As placas circulares (Figura 5.10) apresentam configurações geométricas diferentes dos anéis, mas o enquadramento regulamentar é semelhante em ambos. As ligações com placas circulares são também acompanhadas por um parafuso localizado no seu centro. Neste caso, ao contrário do que acontece nas ligações com anéis, o parafuso assume um papel preponderante na transmissão da força entre os elementos que vão ser ligados. A força é transmitida pela madeira ao rebordo da placa que, por sua vez, transfere a força para o parafuso central. Por conseguinte, o parafuso central faz chegar a força por corte a outra placa circular ou a outro elemento, dependendo do tipo de ligação [35].

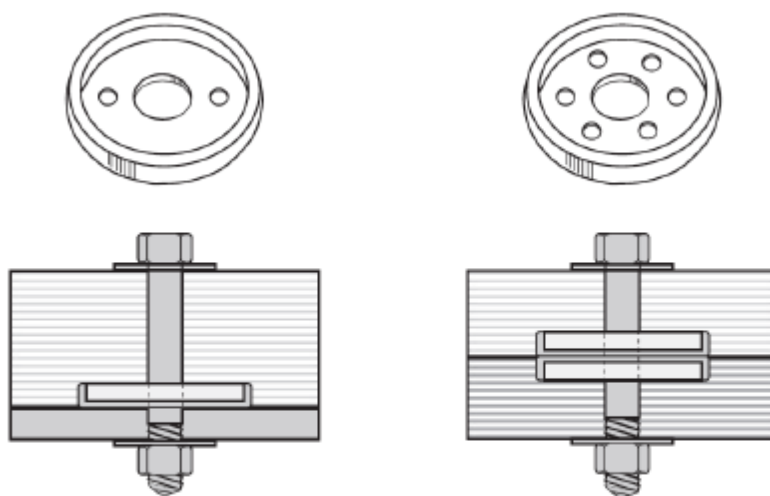


Figura 5.10 – Placas circulares [7].

A ligação com placas denteadas, à imagem do que sucede com os anéis e as placas circulares, também é realizada com o recurso a parafusos, que atravessam a parte central das placas.

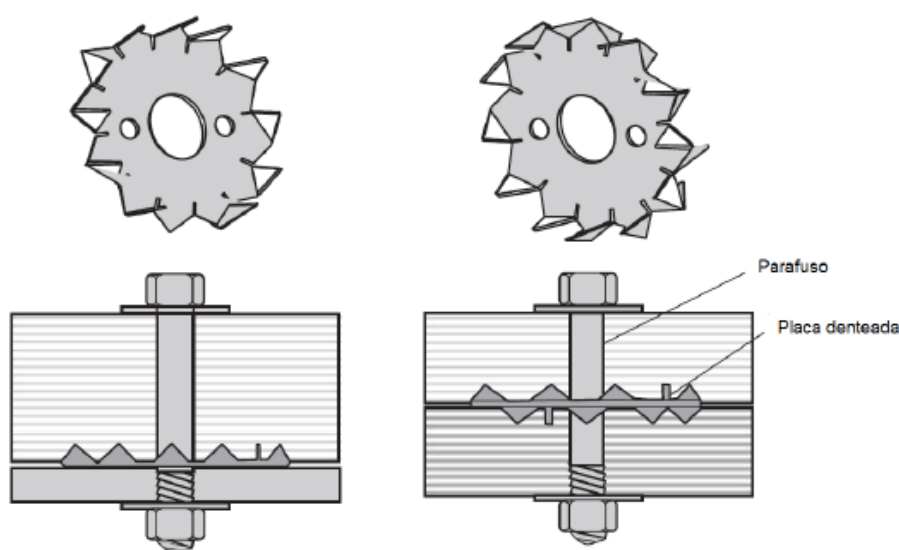


Figura 5.11 – Placas denteadas: a imagem da esquerda representa uma placa com dentes salientes para um só lado, já a da direita apresenta dentes salientes para ambos os lados [35].

A cravação das placas denteadas na madeira realiza-se através de uma força de compressão, que pode ser aplicada com o auxílio de uma prensa hidráulica ou através da pressão que resulta do aperto do parafuso central [12]. Dada a elevada força de cravação que é necessária aplicar durante este processo não se deve utilizar este tipo de ligadores em madeiras cuja massa volúmica seja superior a 500 kg/m^3 [7].

A transmissão da força nas placas com denteado duplo é feita do elemento de madeira para os dentes cravados nesse mesmo elemento. Os dentes transmitem a força para a placa do ligador que, por sua vez, transfere a carga por corte aos dentes situados na face oposta. A ocorrência de deslizamento na zona de cravação dos dentes faz com que o parafuso central assuma um papel decisivo na transmissão da força. Assim, a resistência da ligação é dada pelo somatório das resistências da placa e do parafuso central.

5.4.2.3. Aspetos normativos para ligadores planos segundo a NBR7190:1997

Ligações com anéis metálicos

A NBR 7190:1997 apenas admite o emprego de anéis metálicos estruturais com diâmetros internos d de 64 mm e 102 mm. Os anéis de 64 mm e 102 mm devem ser acompanhados por parafusos colocados no centro do anel de 12 mm e 19 mm, respetivamente. Os anéis de 64 mm de diâmetro devem ter espessura da parede não menor que 4 mm, e os anéis de 102 mm de diâmetro devem ter espessura maior ou igual a 5 mm. A norma enuncia ainda que as ligações com anéis são consideradas rígidas.

Resistência de um anel metálico

A resistência de um anel metálico correspondente a uma dada secção de corte da ligação entre duas peças de madeira e é determinada em função das resistências ao corte longitudinal $f_{v0,d}$ das duas madeiras interligadas.

O valor de cálculo da resistência ao corte da madeira correspondente a um anel metálico é dado pelo menor dos valores:

$$R_{\text{anel},1} = \frac{\pi d^2}{4} f_{v0,d} \quad (5.12) \quad \text{e} \quad R_{\text{anel},2} = t \cdot d \cdot f_{c\alpha,d} \quad (5.13)$$

onde t é a profundidade de penetração do anel em cada peça de madeira, d o seu diâmetro interno, e $f_{c\alpha,d}$ o valor de cálculo da resistência à compressão inclinada de α .

Espaçamentos em ligações com anéis metálicos

Nas ligações em que sejam usados anéis metálicos, estes devem ser aplicados em ranhuras previamente feitas nas peças de madeira, com ferramentas apropriadas. E os espaçamentos mínimos recomendados são os seguintes [17]:

- a) entre os centros de anéis metálicos na direção das fibras: 1,5 d ;
- b) do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de tração paralelo às fibras: 1,5 d ;
- c) do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de compressão paralelo às fibras: 1,0 d ;
- d) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral: 0,75 d ;
- e) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de tração normal: 1,0 d ;
- f) do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de compressão normal: 0,75 d .

Estes espaçamentos estão representados na Figura 5.12.

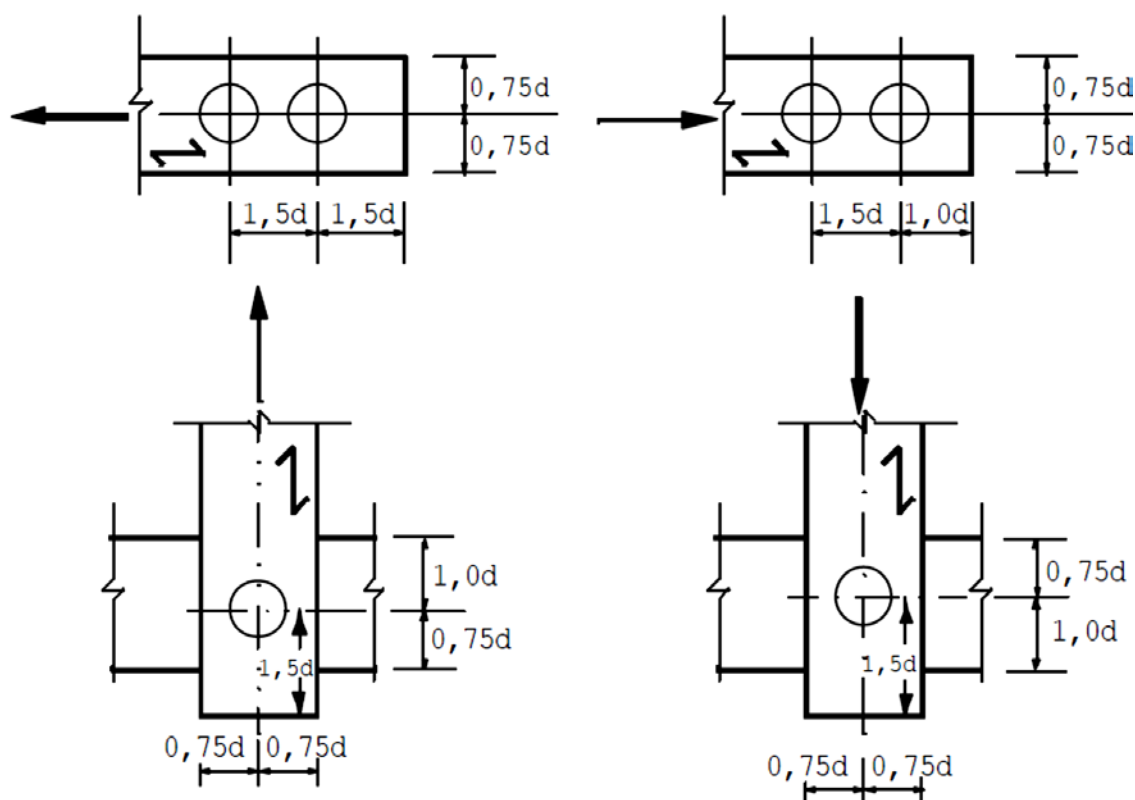
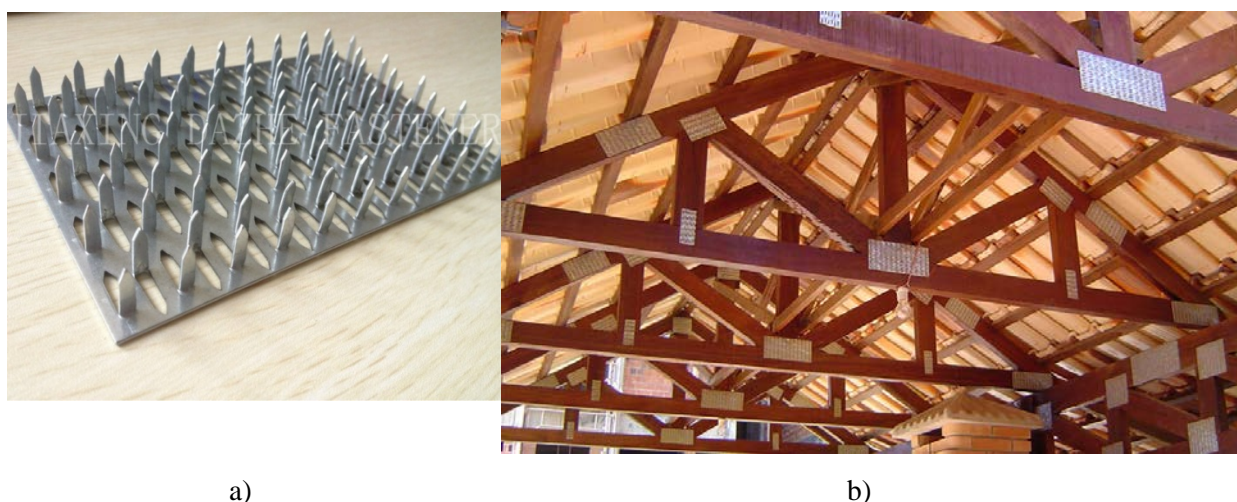


Figura 5.12 – Espaçamentos em ligações com anéis metálicos [17].

5.4.2.4. Chapas metálicas denteadas

Os ligadores intitulados por chapas metálicas denteadas (Figura 5.13) possuem uma chapa com uma espessura que varia entre 1 mm e 2 mm, de onde são projetados dentes na direção perpendicular ao plano da chapa. Estes dentes são cravados nos elementos de madeira que se pretende ligar e são responsáveis pela transmissão de esforços.



a)

b)

Figura 5.13 – a) Chapa metálica denteada [45]; b) Asnas pré-fabricadas cujas ligações são realizadas com chapas metálicas denteadas [46].

Este tipo de ligador é frequentemente usado em asnas de coberturas pré-fabricadas com vãos até 40 m. Os materiais mais frequentemente utilizados na produção destas chapas metálicas são o aço galvanizado ou inoxidável [12].

5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES DAS ASNAS

5.5.1. LIGAÇÃO PERNA-PERNA

Todas as asnas apresentam a mesma ligação perna-perna, estando essa ligação representada na Figura 5.14. Sendo esta ligação por entalhe, a transmissão de esforços dá-se por contacto entre os elementos de madeira. Esta ligação possui também dois elementos metálicos para manter a união das pernas. Visto não ser possível aferir a secção efetiva de contacto das pernas, será admitido que o recorte destas, para a ligação, foi efetuado até à meia altura da secção.



Figura 5.14 – Ligação Perna-Perna.

Assim sendo para a Asna 1, as tensões nestas zonas são:

$$A_{\text{contacto}} = 0,14 \times \frac{0,09}{2} = 6,3 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N_{\text{perna}}}{A_{\text{contacto}}} = 1565 \text{ kPa}, \text{ em que } N_{\text{perna}} = 9,304 \text{ kN (ver Tabela 4.25).}$$

A resistência ao esmagamento da área comprimida é:

- Na direção paralela às fibras (0°):

$$f_{c0,d} = 13890 \text{ kPa (Verifica)}$$

- Com uma inclinação de 61,93° em relação às fibras:

Recorrendo à fórmula de Hankinson,

$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2\theta + f_{c90} \cdot \cos^2\theta} \quad (2.6)$$

com $f_{c90,d} = 0,25f_{c0,d} \cdot \alpha_n$, para compressão inclinada $\alpha_n=1$.

Tem-se então,

$$f_{c61,93,d} = 4242 \text{ kPa (Verifica)}$$

O comprimento das pernas ainda se prolonga uns centímetros depois da ligação, isto porque essa zona tem que resistir a tensões de corte, provenientes das tensões de compressão aplicadas apenas numa parte da secção, que poderão levar ao destacamento da madeira nesse local. Será então necessário verificar se esse comprimento é suficiente para resistir a essas tensões de corte.

$$\tau = \frac{N_{\text{perna}}}{A_{ci}}$$

A_{ci} é a área da secção sujeita ao corte, em que a largura é de 14cm e a altura, representada pela profundidade da zona da perna que se prolonga para além da ligação tem 20cm.

Então,

$$\tau = \frac{9,304}{0,14 \times 0,20} = 352,1 \text{ kPa} < 1440 \text{ kPa (Verifica)}$$

A verificação da segurança das ligações perna-perna das restantes asnas encontra-se na Tabela 5.2. Analisando os valores da tabela chega-se à conclusão que todas as ligações perna-perna cumprem a segurança.

Tabela 5.2 – Verificação da segurança das ligações perna-perna.

Elementos	A_{contacto} m ²	σ_c kPa	f_{c0} kPa	A_{ci} m ²	τ kPa
Asna 1	$0,14 \times \frac{0,09}{2}$	1565	$f_{c61,93,d} = 4242$	$0,14 \times 0,20$	352,1
Asna 2	$0,14 \times \frac{0,09}{2}$	2803	$f_{c50,4,d} = 5080$	$0,14 \times 0,20$	630,6
Asna 3	$0,15 \times \frac{0,10}{2}$	2593	$f_{c50,4,d} = 4994$	$0,15 \times 0,20$	648,3
Asna 4	$0,15 \times \frac{0,10}{2}$	2140	$f_{c50,4,d} = 4994$	$0,15 \times 0,20$	534,9

5.5.2. LIGAÇÃO LINHA-PERNA

Será agora apresentada a resistência da ligação linha-perna, e demonstrado o porquê de se ter considerado que esta ligação não foi concebida para receber esforços de tração, influenciando assim o modelo de cálculo da estrutura.

As ligações linha-perna das Asnas 1 e 4 são compostas por 4 pregos, essas mesmas ligações, nas Asnas 2 e 3 possuem 6 pregos. Na Figuras 5.15, encontra-se o exemplo dessas ligações.



a)



b)

Figura 5.15 - a) Ligação linha-perna da Asna 2. b) Ligação linha-perna da Asna 4.

Relativamente aos pregos a dimensão da sua cabeça é de 12 mm. Não se sabendo qual diâmetro efetivo do seu corpo, foi consultado um catálogo de pregos [47] onde estão representados vários pregos à escala, bem como as suas medidas (JP x LPP). Ajudando assim a estimar o diâmetro dos destes, salientando-se que os pregos presentes na ligação podem ter diâmetro diferente ao arbitrado.

O diâmetro do corpo do prego será então considerado com o valor de 5,4mm. A espessura t_1 da ligação é igual a 3cm. A resistência característica dos pregos, f_{yk} , será assumida como tendo o valor mínimo exigido pela NBR 7190:1997, sendo esse valor 600 MPa.

Então,

$$\beta = \frac{30}{5,4} = 5,56$$

Relativamente ao valor de β_{lim} e à resistência da ligação será necessário verificar estes valores para os dois elementos de madeira constituintes da ligação, a perna e a linha.

Para a linha tem-se que,

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{600/1,1}{13,85}} = 7,83$$

em que a resistência ao esmagamento da madeira em contacto com o prego, $f_{ed}=f_{c0,d}$.

Como $\beta_{lim} > \beta$ a resistência condicionante é a da madeira, então a resistência da ligação numa secção de corte é dada por:

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{0,03^2}{5,56} 13,89 \times 10^3 = 0,9 \text{ kN}$$

Considerando a perna, será necessário calcular a resistência ao embutimento do prego inclinado às fibras.

Para a Asna 1:

$$f_{e28,2d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \cdot \sin^2(28,2) + f_{e90,d} \cdot \cos^2(28,2)}$$

com $f_{e0,d}=f_{c0,d}$ e $f_{e90,d}=0,25 \times f_{c0,d} \times \alpha_e$, em que $\alpha_e=2,5$

então $f_{e28,2d} = 12,25 \text{ MPa}$.

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{600/1,1}{12,25}} = 8,34$$

Como $\beta_{lim} > \beta$ a resistência condicionante é a da madeira, então a resistência da ligação numa secção de corte considerando a resistência de esmagamento da madeira inclinada às fibras é dada por:

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{0,03^2}{5,56} 12,25 \times 10^3 = 0,79 \text{ kN}$$

Para as restantes asnas os cálculos serão os mesmos apenas mudando a inclinação da perna, que será agora 25,2°.

Sintetizando, tem-se que $f_{e25,2d} = 12,53 \text{ MPa}$ e $R_{vd,1} = 0,81 \text{ kN}$.

Então as ligações linha-perna das Asnas 1 e 2 apenas resistem, respetivamente, a 4x0,79 kN e 4x0,81 kN e as ligações das Asnas 3 e 4 resistem a 6x0,81 kN.

Todos os espaçamentos destas ligações cumprem as disposições construtivas relativas a ligações compostas por elementos do tipo cavilha, referidas no subcapítulo 5.4.1.4.

5.5.3. LIGAÇÃO DE APOIO

5.5.3.1. Apoios Asna 1 e 4

As ligações das pernas das Asnas 1 e 4 são concretizadas pelo entalhe das pernas numa viga (ver Figura 5.16), não se sabendo se esta ligação apresenta 1 ou 2 dentes, ou até mesmo a profundidade dos mesmos, será calculada então, a profundidade mínima de um dente que garanta a segurança da ligação.



a)



b)

Figura 5.16 – a) Ligação de apoio da Asna 1; b) Ligação de apoio da Asna 4.

A altura mínima, e , do dente (Figura 5.4) é calculada pela expressão 5.4.

$$\sigma_{c\alpha,d} = \frac{N_d}{b \times \frac{e}{\cos(\alpha)}} \quad (5.4)$$

A inclinação das pernas da Asna 1 é de $28,2^\circ$ e a sua área de contacto com a viga é de 30cm x 9cm. Para o cálculo da altura mínima do dente é preciso que a seguinte inequação $\sigma_{c28,2,d} < f_{c28,2,d}$ seja satisfeita.

Então, segundo a expressão de Hankinson,

$$f_{c28,2d} = \frac{f_{c0,d} \cdot f_{c90,d}}{f_{c0,d} \cdot \sin^2(28,2) + f_{c90,d} \cdot \cos^2(28,2)}$$

com,

$$f_{c0,d} = 13,89 \text{ MPa}$$

$$f_{c90,d} = 0,25 \times f_{c0,d} \times \alpha_n \text{ com } \alpha_n = 1.$$

Substituindo os termos na expressão de Hankinson, $f_{c28,2d} = 8,82 \text{ MPa}$. Tem-se então que,

$$e \geq \frac{9,304 \times \cos(28,2)}{0,09 \times f_{c28,2d}} \Leftrightarrow e \geq 0,01 \text{ m}$$

Relativamente ao comprimento l , zona crítica onde ocorre esforço de corte, este só é relevante na perna que faz a pendente do telhado. Pois para a perna mais interior, na viga onde esta se assenta, esse comprimento é relativamente extenso.

O comprimento mínimo l , para que não ocorra o destacamento dessa zona devido às tensões de corte é então,

$$l \geq \frac{N \times \cos(28,2)}{b \times f_{v0,d}} \Leftrightarrow l \geq 0,063 \text{ m}$$

Como o comprimento desta zona é de 60 cm, chega-se então à conclusão que as ligações de apoio da Asna 1 cumprem os requisitos de segurança.

Utilizando o mesmo processo de cálculo para a Asna 4, encontram-se sintetizados na Tabela 5.3, as verificações realizadas para as ligações de apoio.

Tabela 5.3 – Valores para o cálculo da segurança, da ligação de apoio da Asna 4.

Inclinação da Perna	Área de Contacto	α_n	$f_{c25,2d}$	N_{perna}	e_{min}	l_{min}	l do local
25,2°	35cm x 10cm	1,0	9,40 MPa	16,047 kN	0,015 m	0,10 m	0,20 m (Verifica)

5.5.3.2. Apoios Asna 2 e 3

As ligações de apoio das Asnas 2 e 3 são diferentes das anteriores. Na Figura 5.17 encontram-se as fotografias desses apoios. A perna assenta numa viga perpendicular ao eixo desta, fixada por 2 pregos cuja cabeça apresenta um diâmetro de 12mm. Utilizando o catálogo referido anteriormente [47], o diâmetro do seu corpo é de 5,4 mm.



a)



b)

Figura 5.17- a) Apoio Asna 2; b) Apoio Asna 3.

A tensão de compressão a que esta ligação está sujeita é igual a,

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$N = 17,669$ kN para a combinação 3 (ver tabela 4.26) e a área de contacto, A , é $8\text{cm} \times 9\text{cm}$. Os 8cm estão esquematizados na Figura 5.18 e o valor de 9cm corresponde à base da secção da perna. Relembrando-se que a área em contacto com a zona superior da viga ($16\text{cm} \times 9\text{cm}$), não foi considerada pois a NBR 7190:1997 não considera esforços de atrito para o cálculo da resistência de ligações. A

tensão de compressão é então, $\sigma_c = 2,45 \text{ MPa}$. Como esta solicitação é aplicada na direção das fibras da perna, a sua resistência é $f_{c0,d} = 13,89 \text{ MPa}$.

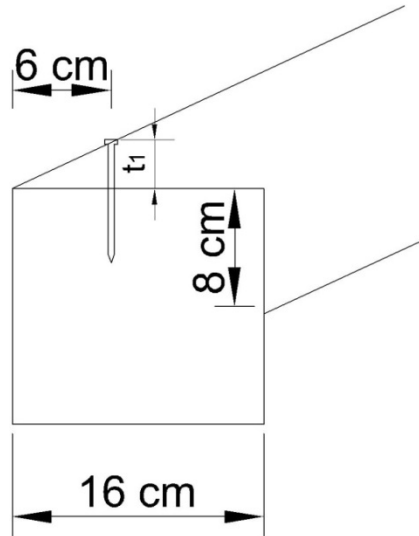


Figura 5.18 - Esquema da ligação de apoio da Asna 2.

Para a ação do vento, combinação 2, a perna mais interior da asna encontra-se sujeita a esforços de tração, tendo os pregos que resistir a esta solicitação para evitar o levantamento da perna.

Estando a perna inclinada de $25,2^\circ$ com a horizontal, a espessura t_1 da ligação com o prego é de 3 cm.

$$\beta = \frac{30}{5,4} = 5,56$$

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{600/1,1}{f_{e25,2d}}} = 8,25$$

Com,

$$f_{e25,2d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \cdot \sin^2(25,2) + f_{e90,d} \cdot \cos^2(25,2)} = 12,53 \text{ MPa}$$

em que

$$f_{e0,d} = f_{c0,d}$$

$$f_{e90,d} = 0,25 \times f_{c0,d} \times \alpha_e \text{ com } \alpha_e = 2,5 \text{ (ver Tabela 5.1)}$$

Como $\beta_{lim} > \beta$ a resistência da ligação numa secção de corte é dada por:

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{0,03^2}{5,56} 12,53 \times 10^3 = 0,81 \text{ kN}$$

A resistência desses dois pregos em conjunto é de 1,62kN ($2 \times R_{vd,1}$). O esforço axial de tração é 4,296kN, então a componente horizontal da força $F = 4,296 \times \cos(25,2) = 3,89 \text{ kN}$.

Existe também uma componente vertical dessa força (1,83kN), o que implica que cada prego teria que ter uma resistência ao arranque de, no mínimo, 0,952kN.

Conclui-se assim que esta ligação não resiste aos esforços de tração provocados pela combinação 2, resiste apenas a esforços de compressão.

Os valores preponderantes, para a verificação da ligação de apoio da Asna 3, encontram-se na seguinte tabela (Tabela 5.4). A geometria da ligação é a mesma, bem como o diâmetro e número de pregos, a única diferença é a área de contacto da perna com a viga. Pois a secção das pernas da Asna 3 é superior às da Asna 2.

Tabela 5.4 - Valores para o cálculo da segurança, da ligação de apoio da Asna 3.

N_{perna} (Compressão)	N_{perna} (Tração)	Área de contacto	σ_c	α_e	$f_{e25,2d}$	β	β_{lim}	$R_{vd,1}$
19,449 kN	4,282 kN	9cm x 10cm	2,16 MPa	2,5	12,53 MPa	5,56	8,25	0,81 kN

5.5.4. CONCLUSÕES

Todas as ligações desta estrutura apresentam segurança para as cargas máximas de compressão. Apenas as ligações de apoio das Asnas 2 e 3, necessitam de mais pregos para resistir ao esforço de tração nas pernas, provocado pela sucção do vento.

Relembra-se que para estas verificações, foram considerados parâmetros que podem não corresponder à realidade, sendo eles:

- O diâmetro efetivo do prego, só se sabe o diâmetro da sua cabeça;
- A secção de contacto na ligação perna-perna, que foi admitida como metade da secção das pernas;
- A ligação de apoio das Asnas 1 e 4, pois não se sabe qual o tipo de entalhe denteado usado, nem a profundidade e largura dos dentes;

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

Antes de abordado o trabalho propriamente dito, foram revistas matérias importantes, como as propriedades físicas e mecânicas da madeira, enquanto material estrutural, as ligações entre peças de madeira e a regulamentação estrutural aplicável a este tipo de estruturas.

Sendo um material natural e renovável, transformável com um baixo consumo energético, a madeira ajusta-se às atuais preocupações ambientais e de economia de energia.

As vantagens da sua utilização em estruturas aumentarão à medida que os projetistas se tornem mais capazes de tirar partido das propriedades deste material. A sua durabilidade é demonstrada pelas várias estruturas de madeira que chegaram aos nossos dias, provando estas construções, que a madeira quando bem utilizada é muito durável. Se a baixa durabilidade de algumas espécies constituiu no passado um entrave ao seu uso, hoje em dia, este problema é superável recorrendo a tratamentos de preservação.

Na parte deste trabalho respeitante à verificação da segurança, de uma parte da estrutura da cobertura do Palácio Cruz e Sousa, as ações foram detalhadamente avaliadas e os materiais utilizados foram caracterizados. Foram também efetuadas medições dos elementos da cobertura, que farão parte, num futuro próximo, da planta estrutural de toda a cobertura.

Foi realizada a verificação da segurança de uma parte da estrutura da cobertura do edifício, tendo-se concluído que esta parte não apresenta muitas preocupações a nível de segurança, apesar de alguns elementos não cumprirem os critérios de segurança impostos pelas normas.

Este trabalho permitiu também uma abordagem a novas normas e regulamentos, já que foram utilizadas normas Brasileiras.

Incidindo esta dissertação em edifícios já existentes, foi notório, ao longo da verificação da segurança desta cobertura, as dificuldades inerentes ao trabalho nestes edifícios. Mais especificamente, à perceção ao seu verdadeiro funcionamento estrutural, bem como a dificuldade em saber a verdadeira disposição dos elementos nas ligações.

Verificando-se a importância de testar vários modelos para saber qual o que se aproxima mais da realidade, pois como se viu pequenas alterações podem representar resultados bastante divergentes. Percebendo-se a importância da correta definição das condições de apoio nas estruturas.

Este trabalho foi bem recebido pela comunidade gestora do museu, sendo referida varias vezes a sua importância. Isto porque serviu como um primeiro passo para um futuro investimento nesta área por parte da prefeitura da cidade de Florianópolis.

O principal objetivo do trabalho foi cumprido, sabendo agora os seus gestores, os cuidados e preocupações futuras a ter, bem como que elementos deverão ter em conta em futuros trabalhos de reabilitação.

6.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o auxílio deste trabalho, as entidades responsáveis pela manutenção do edifício poderão agora continuar com o levantamento e análise estrutural da cobertura.

Não foram abordadas neste trabalho, técnicas de prevenção a ataques biológico ou de reabilitação. Estes aspetos serão importantes para a conservação deste edifício, pois há zonas onde a deterioração devido a agentes biológicos é notável, bem como existem elementos sujeitos a cargas demasiado elevadas, alterando as suas características mecânicas (ver Figura 6.1).





Figura 6.1 – Fotografia de alguns elementos da cobertura com problemas visíveis.

Depois da criação de plantas estruturais e da análise da segurança desses elementos, seria oportuno realizar intervenções de reabilitação na cobertura com o objetivo de colmatar esses problemas. Para além disso, devido à grande importância histórica que o edifício tem para a cidade, a sua preservação estrutural assume especial relevo. Assim, os trabalhos de restauro conduzidos até então, de cariz apenas estético, apesar de necessários, não são por si só suficientes, tornando-se essencial uma intervenção mais abrangente por parte dos órgãos competentes já que, desta forma, conseguir-se-á suprimir as lacunas de segurança observadas no decorrer deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

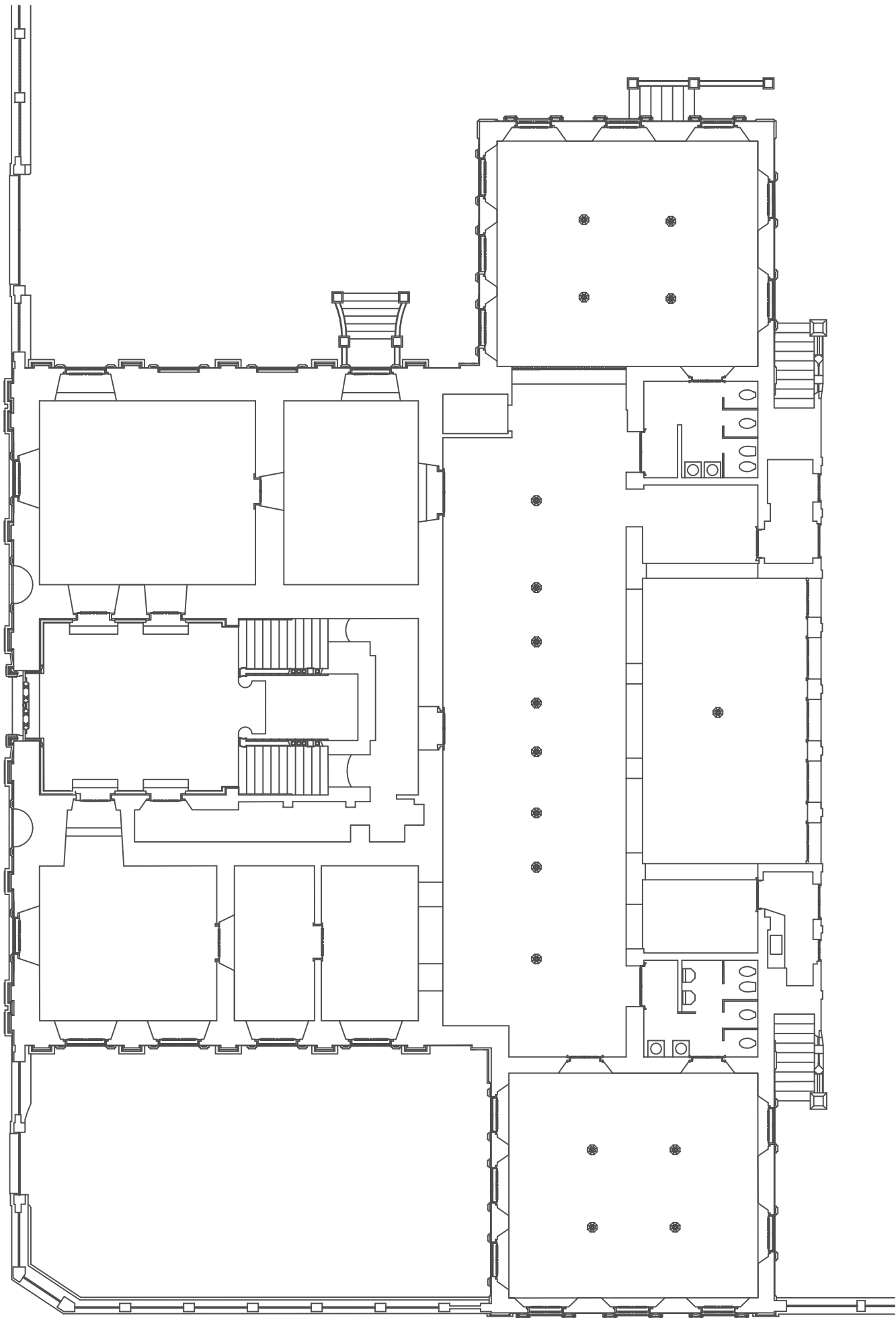
- [1] Ferguson, I. La Fontaine, B., Vinden, P., Bren, L. Hateley, R. E Hermesec, B. 1996, *Environmental properties of Timber*, Research Paper commissioned by the Forest & Wood Products Research & Development Corporation.
- [2] Coutinho, J. (1999). *Materiais de Construção 1. Madeiras*. Policopiado (FEUP), Porto.
- [3]http://www.horyuji.or.jp/horyuji_e.htm. Acedido em Julho de 2014.
- [4] Almeida, P. A. O. *Estruturas de grande porte de madeira composta*. Tese de Doutoramento, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PEF. EPUSP, 1990.
- [5] Szücs, C. A., Terezo, R. F., Valle, Â. d., & Moraes, P. D. (setembro de 2012). *Sebenta de Estruturas de Madeira*. Florianópolis, Brasil: Universidade Federal de Santa Catarina.
- [6] WILCOX, W. Wayne; BOTSAL, Elmer E.; KUBLER, Hans. *Wood as a building material: a guide for designers and builders*. Wiley, 1991.
- [7] Porteous, J., Kermani, A. (2007). *Structural timber design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing Ltd, Oxford (Reino Unido).
- [8]http://www.pce-instruments.com/english/measuring-instruments/installation-tester/concrete-moisture-meter-brookhuis-micro-electronic-b.v.-concrete-moisture-meter-fme-det_328961.htm. Acedido em Julho de 2014.
- [9] Graça, J. (2007). *Métodos de Análise dos Produtos Florestais*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa.
- [10] Júnior, J. *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2006.
- [11] Carvalho, A., *Madeiras Portuguesas – Vol. II*. Direção Geral das Florestas, Lisboa, 1997.
- [12] Faria, A., Negrão, J. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas, Porto.
- [13]<http://estruturasdemadeira.blogspot.pt/2007/02/madeira-um-material-construtivo.html>. Acedido em Julho de 2014.
- [14] Correia, E. *Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [15] Carvalho, A., *Madeiras Portuguesas – Vol. I*. Instituto Florestal, Lisboa, 1996.
- [16] Sardinha, A. a madeira. In *Ciência e Tecnologia dos Materiais*, pp. 174-204, UTAD, Vila Real, 1988.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *Projeto de Estruturas de Madeira*. NBR 7190:1997. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 107p.
- [18]<http://www.fcc.sc.gov.br/mhsc/>. Acedido em Julho de 2014.
- [19]<http://www.guiafloripa.com.br/cultura/museus/museu-historico-santa-catarina-palacio-cruz-sousa>. Acedido em Julho de 2014.

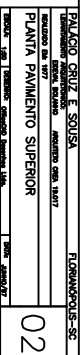
- [20] <http://ndonline.com.br/florianopolis/colunas/ponto-final/77272-projeto-cria-apartheid-social-na-capital.html>. Acedido em Julho de 2014.
- [21] <http://www.camorimvc.com.br/v2/noticias/o-telhado/>. Acedido em Julho de 2014.
- [22] Bastos, J. *Asnas Tradicionais de Madeira: Caracterização e Reforço*. Dissertação de Mestrado, UA, 2011.
- [23] Branco, J., et al., *Asnas Tradicionais de Madeira Comportamento estático e dinâmico de asnas simples*. 2005, Universidade do Minho: Guimarães. p. 50.
- [24] <http://www.planirest.pt/wp-content/uploads/2011/09/Asnas-composta-na-cobertura-do-Mosteiro-dos-Jer%C3%B3nimos-640x280.jpg>. Acedido em Julho de 2014.
- [25] Costa, F. *Enciclopédia prática da construção civil*. Portugália Editora, Lisboa.
- [26] Branco, J. et al. *Portuguese traditional timber trusses: static and dynamic behaviour*. Report E-19/05. DECivil, University of Minho, 2005.
- [27] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento*. NBR 8681:2003. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 15p.
- [28] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. NBR 6123:1988. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 80p.
- [29] <http://blogdopetcivil.com/2010/12/02/a-acao-do-vento-em-edificacoes-parte-2/>. Acedido em Julho de 2014.
- [30] Paliga, A. *Ação do Vento nas Estruturas*. Universidade Federal de Pelotas. http://pessoal.utfpr.edu.br/caron/arquivos/acoes_vento_Aline.pdf. 2014.
- [31] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações*. NBR 6120:1980. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 6p.
- [32] <http://pontodasceramicas.com.br/cejatel>. Acedido em Julho de 2014.
- [33] Moliterno, A. *Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira*. Edgard Blucher, 2008.
- [34] <http://www.eletrosul.gov.br/casaeficiente/br/home/conteudo.php?cd=33>. Acedido em Julho de 2014.
- [35] Almeida, F. *A Madeira como material Estrutural – Projeto da estrutura da cobertura de um edifício*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2012.
- [36] TRADA – Timber Research & Development Association. Adhesively-bonded timber connections .1992. <http://www.trada.co.uk/images/onlinebooks/B6EB545F-B4D8-4AF2-AB64-2065F11877D1/>. 2014.
- [37] Branco, J., Cruz, P., Piazza, M. (2006). *Asnas de madeira. A importância da rigidez das ligações*. 4as Jornadas de Engenharia de Estruturas (LNEC), 13 a 16 de Dezembro de 2006, Lisboa, LNEC, Lisboa.
- [38] <http://www.woodworkersuk.co.uk/blog/tips-and-tricks/basic-woodworking-joints/>. Acedido em Julho de 2014.
- [39] <http://www.timberframe-tools.com/reference/handwork-in-wood/halving-joints/>. Acedido em Julho de 2014.
- [40] http://www.projest-engenharia.com/forum/fotos/m03_f02.jpg. Acedido em Julho de 2014.

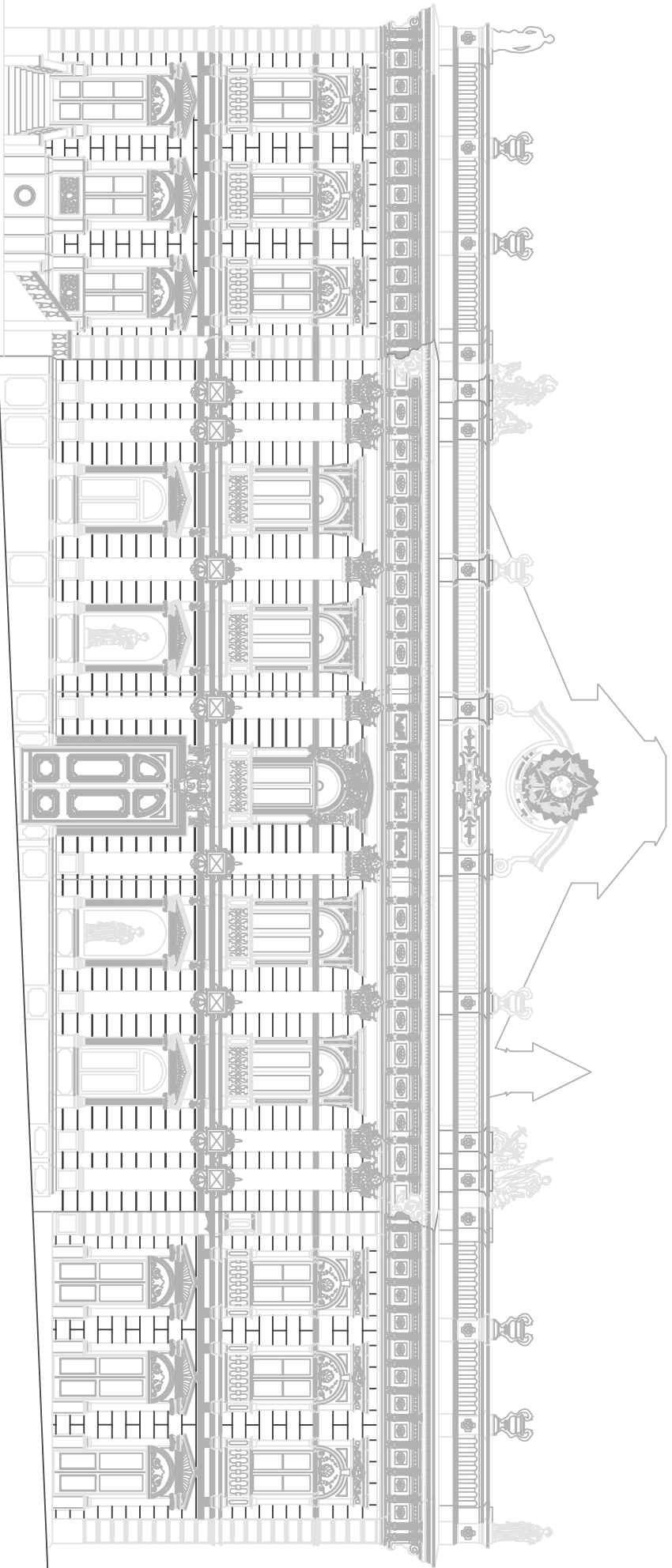
- [41] <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=1819>. Acedido em Julho de 2014.
- [42] <http://www.metalica.com.br/artigos-tecnicos/parafusos>. Acedido em Julho de 2014.
- [43] <http://www.batista-gomes.pt>. Acedido em Julho de 2014.
- [44] <http://www.wiremeshseries.com/index.files/Concrete-Steel-Nails.jpg>. 2014.
- [45] http://dazhefastener.en.alibaba.com/product/1100508303-214026826/gang_nail_nail_plate_for_wood.html. Acedido em 2014.
- [46] <http://www.madeiratradata.com.br/arquivos/image/madeira-tratada/telhados/telhado-pre-montado1.jpg>. Acedido em 2014.
- [47] https://www.amigosdocampo.com.br/arquivos/downloads/131015162846_CatalogoPregosGerdau.pdf. Acedido em Julho de 2014.

ANEXO A1

PLANTAS E VISTAS DO MUSEU HISTÓRICO DE SANTA CATARINA







PALÁCIO CRUZ E SOUSA

FLORIANÓPOLIS-SC

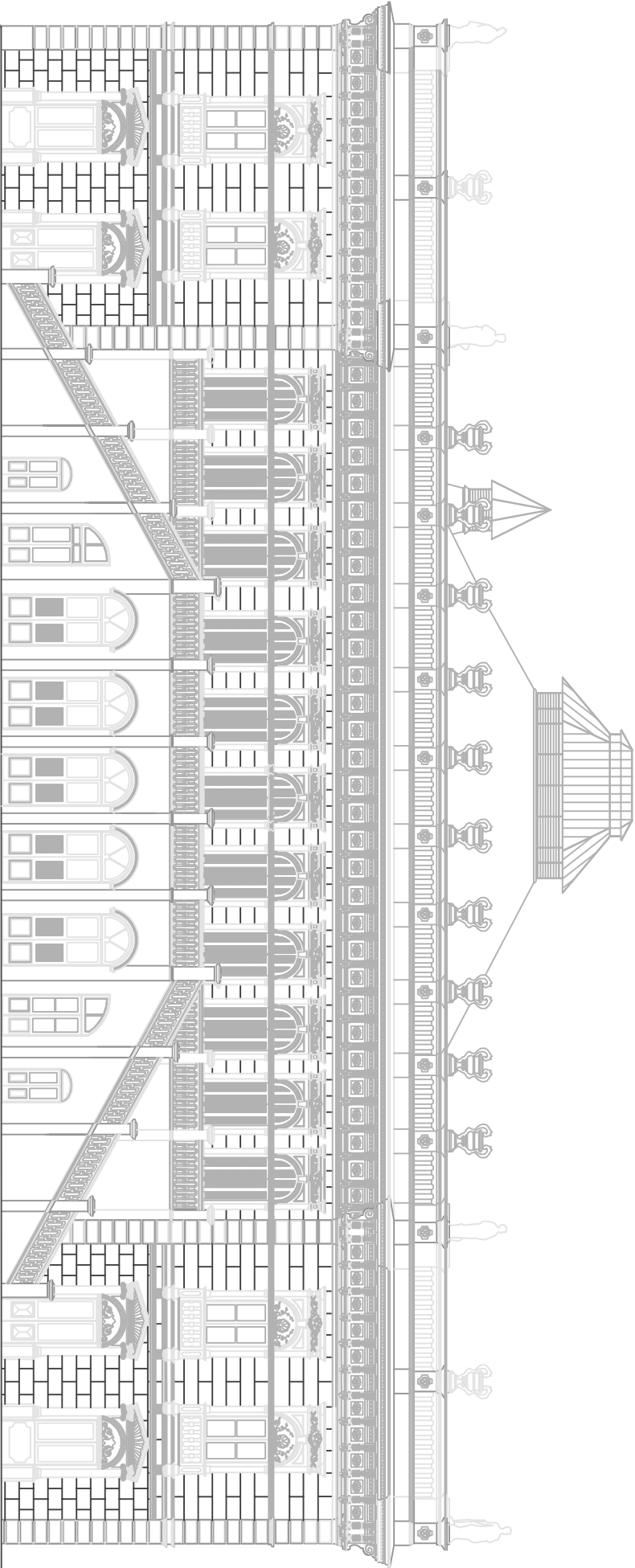
PROJETO DE ARQUITETURA: JOSÉ LUIZ

REALIZAÇÃO: 1977

ELEVação SUDESTE

PROJETO: 1977

1977 - 1978/77

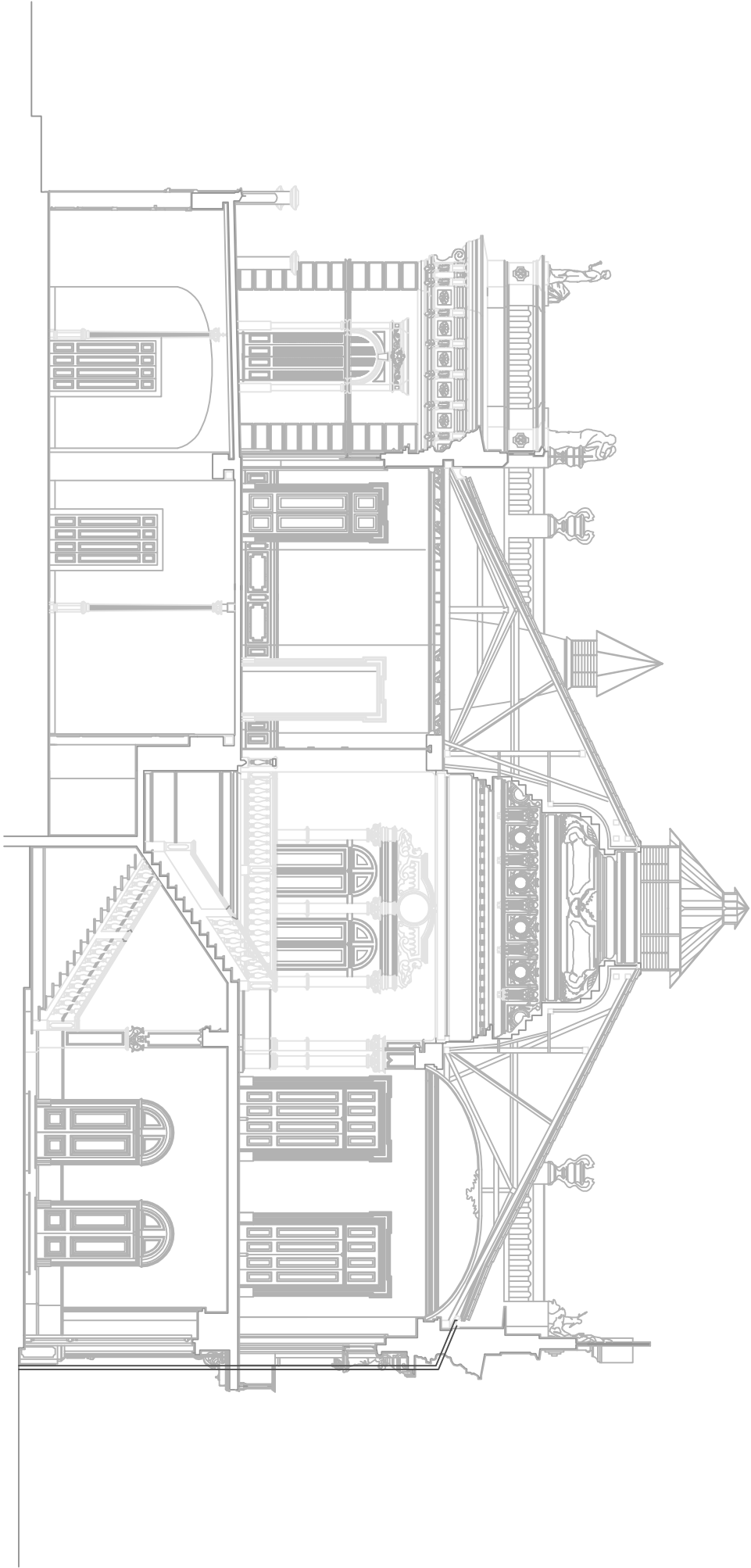


PALÁCIO CRUZ E SOUSA FLORENÇA-PR-SC

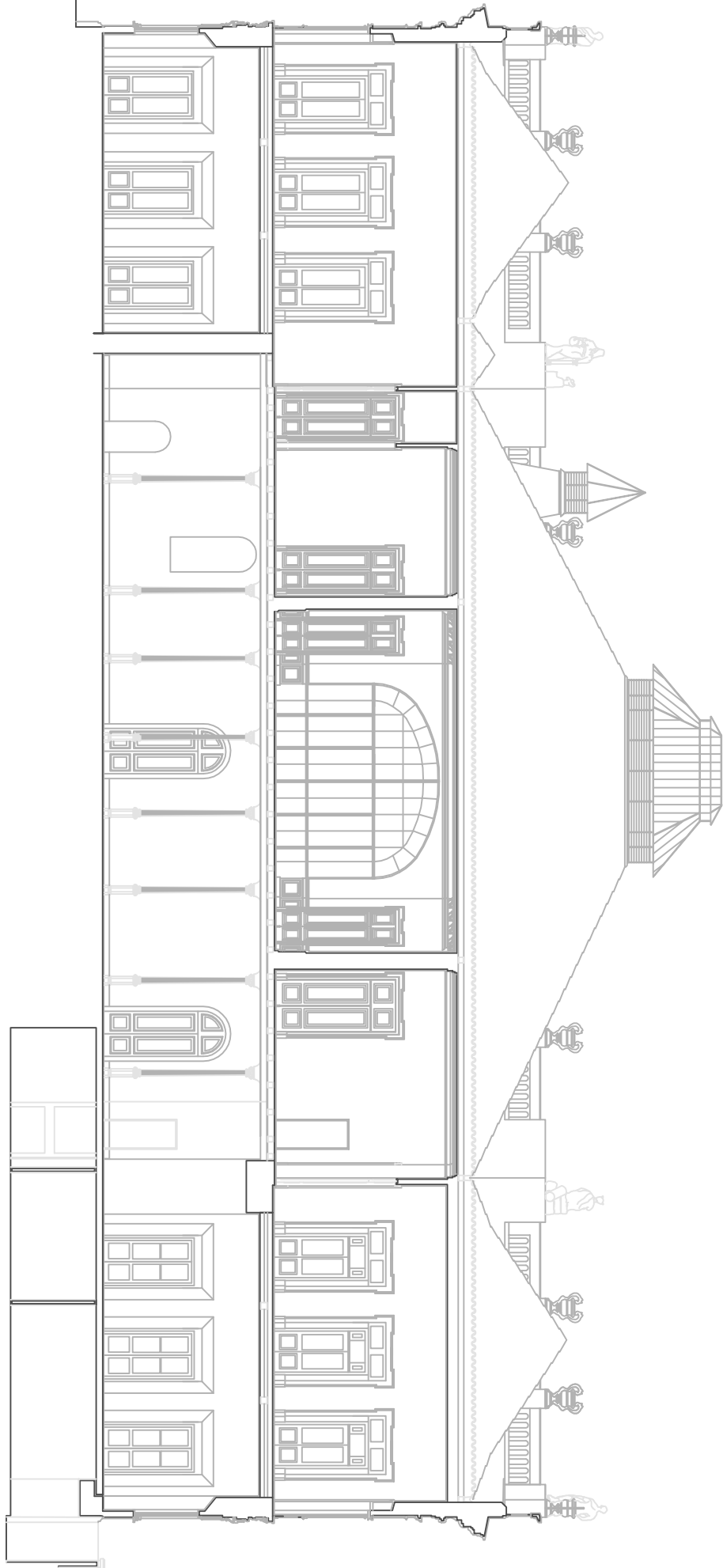
PROJETO DE ARQUITETURA: 1927

ELEVACÃO NOROESTE (FUNDOS)

PROJETO DE ARQUITETURA: 1927



PALÁCIO CRUZ E SOUSA		FLORENÓPOLIS-SC
AUTOR DO PROJETO: ARQUITETO CRUZ E SOUSA		
TÍTULO DO PROJETO: CORTE LONGITUDINAL L.L. (ANTERIOR)		
TAMANHO: 1:50		
TÍTULO DO PROJETO: CORTE LONGITUDINAL L.L. (ANTERIOR)		04



PALACIO CRUZ E SOUSA
FLORENÇA-SC
PROJETO ARQUITETÔNICO: 1977
CORTES TRANSVERSAL T.1. (ANTERIOR)
05